



Olli Ylisiurua

**BETONIRAKENTEISEN  
RINNETONTILLE**

**AUTOTALLIN**

**SUUNNITTELU**

**BETONIRAKENTEISEN  
RINNETONTILLE**

**AUTOTALLIN**

**SUUNNITTELU**

Olli Ylisiurua  
Opinnäytetyö  
Kevät 2014  
Rakennustekniikan koulutusohjelma  
Oulun seudun ammattikorkeakoulu

# TIIVISTELMÄ

Oulun seudun ammattikorkeakoulu  
Rakennustekniikan koulutusohjelma, rakennesuunnittelun  
suuntautumisvaihtoehto

---

Tekijä: Olli Ylisiurua

Opinnäytetyön nimi: Betonirakenteisen autotallin suunnittelu rinnetontille

Työn ohjaaja: Pekka Nykyri

Työn valmistumislukukausi ja -vuosi: kevät 2014 Sivumäärä: 39 + 10 liitettä

---

Tämän opinnäytetyön toimeksiantajana toimi yksityinen taho, jolla oli olemassa rakennuslupakuvat tavalliselle puurunkoiselle autotallille. Puurunkoinen autotalli ei kuitenkaan sopinut rinteessä olevalle rakennuspaikalle, joten tallia lähdettiin suunnittelemaan uudelleen tilaajan toiveiden mukaisesti.

Työn tavoitteena oli suunnitella Oulun alueella sijaitsevalle rinnetontille autotalli, johon rakennetaan viherkatto, ja tuottaa tarvittavat kuvat rakennuslupan muutoshakemusta varten sekä tehdä tämän pohjalta kohteen rakennesuunnittelu. Lisäksi työhön sisällytettiin kustannusvertailu, jossa vertailun kohteina olivat maanpaineseinän ja yläpohjan kantavat rakenteet. Lopuksi laadittiin valittujen rakenteiden mukainen kokonaiskustannusarvio.

Kustannusvertailussa vaihtoehtoina olivat maanpaineseinässä valuharkkoseinä tai paikalla valettava vanerimuoteilla toteutettava teräsbetoniseinä. Yläpohjassa vaihtoehtoina olivat ontelolaatta tai paikalla valettava teräsbetonilaatta. Yläpohjaan valittiin kantavaksi rakenteeksi ontelolaatta ja maanpaineseinään muottiharkko. Rakenneosat on mitoitettu molemmille vaihtoehtoisille rakenteille lukuun ottamatta ontelolaattaa.

Kohteen rakennesuunnittelu on suoritettu Eurokoodien ohjeiden mukaisesti lukuun ottamatta muottiharkkorakenteita, joissa on sovellettu Lammin betonin suunnitteluohjeita. Laskelmat on pääasiassa tehty käsin laskemalla. Rakennuslupa- ja rakennekuvat on piirretty AutoCad 2009 -ohjelmalla.

Tämän opinnäytetyön tuloksena syntyi rakennuslupan muutoshakemusta varten uudet lupakuvat. Lisäksi rakennuskuvien pohjalta tehtiin kohteen rakennesuunnittelu ja piirrettiin rakennekuvat, joiden avulla rakennus voidaan toteuttaa.

---

Asiasanat: autotalli, rakennesuunnittelu, viherkatto

# ABSTRACT

Oulu University of Applied Sciences  
Construction Engineering, Structural Engineering

---

Author(s): Olli Ylisiurua

Title of thesis: Design of Concrete-Framed Garage on Hillside Plot

Supervisor(s): Pekka Nykyri

Term and year when the thesis was submitted: Spring 2014

Pages: 39 + 10 appendices

---

The purpose of this thesis was to find an appropriate design for a garage structure to replace an inapplicable timber-frame structure. The subscriber of this thesis was a private person who had building permits for a timber-framed garage. The traditional timber-framed garage did not fit on the hillside plot. Therefore the garage structures had to be designed with completely different measures and structures according to the subscriber guidelines.

The design of the garage structures were done completely according to Eurocode 2: Design of concrete structures. The designing included construction planning and structural planning. In addition to the design, a material costs comparison was also made of two different material options for the roof and for the retaining wall and the supporting structures. The options for the cost comparisons were a concrete block and a reinforced concrete wall for the retaining wall and for the roof the options were a hollow cored slab and a reinforced concrete slab. As a conclusion the total cost comparison are presented.

As a result of this thesis, the subscriber obtained information about the costs of a new design and a complete set of modification plans for a new building permission. These plans included all required designs in order to accomplish the garage as the subscriber has desired.

---

Keywords: garage, structural design, green roof

# SISÄLLYS

TIIVISTELMÄ	3
ABSTRACT	4
SISÄLLYS	5
1 JOHDANTO	6
2 RAKENNUSSUUNNITTELU	7
2.1 Suunnittelun lähtötiedot	7
2.2 Suunnittelun kulku	8
2.3 Rakennuslupakuvat	9
3 RAKENNESUUNNITTELU	11
3.1 Kohteen esittely	11
3.2 Kuormat	13
3.3 Yläpohja	14
3.3.1 Yläpohjan kantava rakenne	14
3.3.2 Yläpohjan vesieristys ja pintarakenteet	16
3.4 Ulkoseinät	21
3.4.1 Maanpaineseinät	21
3.4.2 Eristevaluharkkoseinä	24
3.5 Perustukset	25
3.6 Alapohja	26
3.7 Tukimuurit	27
3.8 Rakennekuvat	29
4 RAKENNEVAIHTOEHTOJEN KUSTANNUSVERTAILU	30
4.1 Ontelolaattayläpohja	30
4.2 Paikalla valettu teräsbetoni-laatta	31
4.3 Muottiharkkoseinä	33
4.4 Paikalla valettu teräsbetoniseinä	34
5 YHTEENVETO	35
LÄHTEET	37
LIITTEET	39

# 1 JOHDANTO

Opinnäytetyön tavoitteena oli suunnitella rinnetontille autotalli kahdelle autolle ja tehdä kustannusvertailu seinän ja yläpohjan kantavien rakenteiden osalta. Tilaajalla oli rakennusvalvonnan hyväksymät lupakuvat tavalliselle puurunkoiselle autotallille. Puurungolla toteutettava ratkaisu ei kuitenkaan sopinut rinnetontille, ja tästä syystä tallia lähdettiin suunnittelemaan uudelleen. Tehtävänä oli siis suunnitella kivirakenteinen autotalli, johon tulisi viherkatto, ja tuottaa rakennusluvan muutoshakemusta varten uudet rakennuslupa- ja rakennekuvat. Vanhoista kuvista otettiin pohjapiirustuksen mitat, muilta osin suunnittelu aloitettiin alusta.

Tässä työssä suoritettun kustannusvertailun kohteina ovat maanpaineseinän ja yläpohjan kantavat rakenteet. Seinän osalta vaihtoehtoina olivat vanerimuoteilla toteutettava teräsbetoniseinä tai valuharkkoseinä ja yläpohjassa ontelolaatta tai teräsbetonilaatta. Rakenneseinien mitoitus on suoritettu yläpohjassa ja seinässä molemmille rakenteille, minkä perusteella kustannusvertailu on tehty. Tässä työssä tehty kustannusvertailu ottaa huomioon vain materiaalikustannukset. Työn kustannukset on rajattu pois, koska tilaajalla on tarkoitus mahdollisuuksien mukaan rakentaa itse hartiapankki-periaatteella.

Tässä raportissa käydään läpi suunnittelun eri vaiheet. Lisäksi pyritään perustelemaan valitut ratkaisut.

## 2 RAKENNUSSUUNNITTELU

### 2.1 Suunnittelun lähtötiedot

Rakennuspaikka sijaitsee Oulun ja Tyrnävän rajalla Pikkaralassa. Tontille on viime kesänä rakennettu päärakennus ja autotallin rakentaminen tuli ajankohtaiseksi. Tulevan autotallin paikalla on tällä hetkellä vanhan maakellarin rauniot, jotka puretaan ennen kuin päästään aloittamaan uuden rakennuksen pohjien tekoa.

Tilaaajalta sain olemassa olevat arkkitehtikuvat suunnittelun pohjaksi. Rakennuksen sisämitat pidettiin samoina, mutta ulkoseiniä kasvatettiin ulospäin seinän paksuuden muututtua.

Projektin alkuvaiheessa pidettiin katselmus rakennuspaikalla, jossa pyrittiin selvittämään suunnitteluun mahdollisesti vaikuttavat asiat. Katselmuksessa selvisi esimerkiksi, että ajoneuvoilla pääsee kulkemaan rakennuksen ympäri, mikä vaikuttaa rakennesuunnitteluvaiheessa maanpaineisiin mitoituskeinoihin.

Rakennuspaikka on rinteessä, jossa maanpinta nousee takaseinään päin melko voimakkaasti. Maanpinnan muodosta johtuen rakennuspaikalle ei sopinut vanhoissa arkkitehtikuvissa ollut tavallinen puurunkoinen autotalli. Ulkoseinät olisi pitänyt tehdä kivirakenteisina ristikoihin asti, jotta maanpinta olisi voitu nostaa rinteeseen mukaisesti.

Tilaaaja halusi yläpohjaksi viherkaton. Luonnosvaiheen suunnittelussa oli vielä kaksi vaihtoehtoa yläpohjan osalta. Ensimmäinen vaihtoehto oli tehdä yläpohja ristikkorakenteisena, jossa olisi ohut viherkatto. Toinen vaihtoehto oli raskaampi, betonilaatalla käännettynä kattorakenteena toteutettava viherkatto. Melko nopeasti päädyttiin raskaampaan betonilaatalla toteutettavaan viherkattoratkaisuun, koska takaseinällä maanpinta olisi noussut liian lähelle puurakenteita ja tallin takana kulkevan ajoväylän takia maanpinnan pudottaminen ei tullut kysymykseen.

## 2.2 Suunnittelun kulku

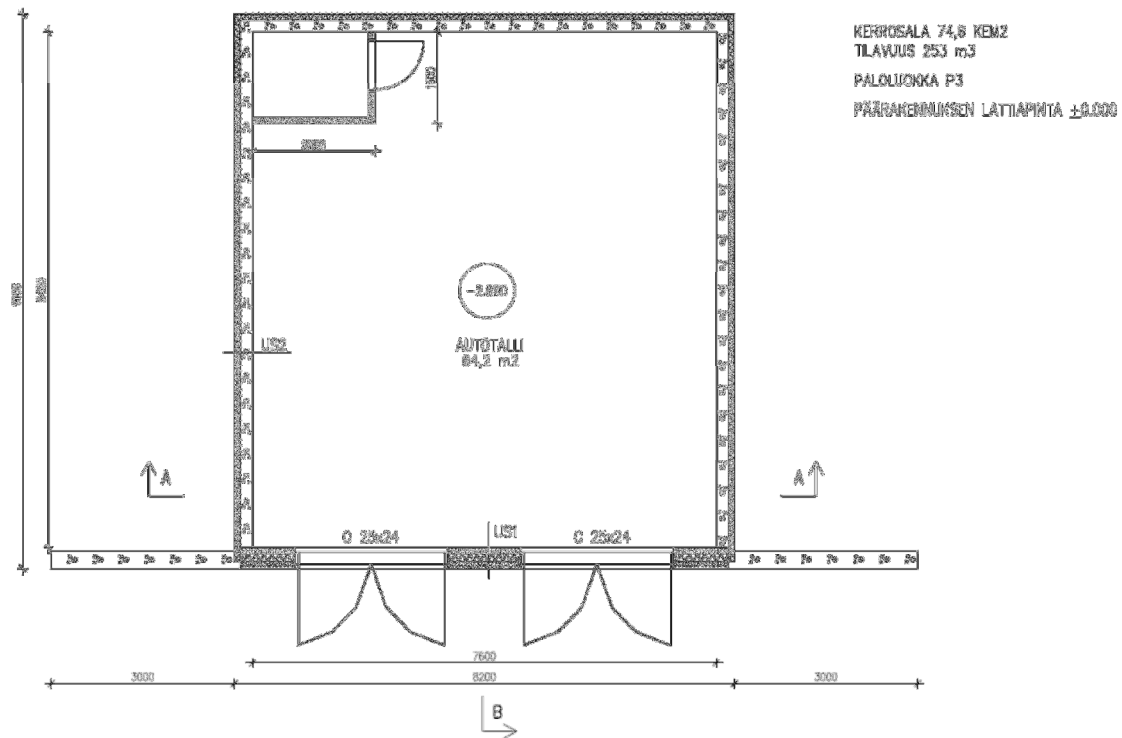
Projektia mietittäessä jo rakennussuunnitteluvaiheessa otettiin huomioon rakennesuunnittelun näkökulma. Sisäkorkeus ja oviaukot mitoitettiin harkkojaolle, jolloin työmaan toiminta rakennusvaiheessa helpottuu huomattavasti, kun ei tarvitse leikellä harkkoja.

Suunnittelua vaikeuttivat erittäin paljon puutteelliset tiedot tontista. Tontille ei ollut tehty pintavaaitusta, mistä tontin olemassa olevat maanpinnan korot selviäisivät. Olemassa olevan maanpinnan muoto täytyi hahmotella kuviin silmämääräisen katselmuksen perusteella. Tässä tapauksessa, kun päärakennus on jo rakennettu ja autotallin takana kulkee pihatie, olemassa olevista maanpinnan koroista on pidettävä päärakennuksen lähellä kiinni.

Rakennetyyppien miettimisen aloitin, kun suunnittelussa oli päästy siihen asti, että kokonaisuus alkoi hahmottua. Kyseessä on puolilämmin tila, minkä mukaan eristepaksuudet valittiin. Rakennetyyppien osalta ehdottomasti vaikein kohta oli yläpohjan rakenne. Tässä työssä yläpohja on esitetty rakennettavaksi Icopalin rakennetyypin mukaisesti. Kyseessä on käännetty kattorakenne, jossa vedeneristys on suojassa lämmöneristeen alla ja on huolellisesti tehtynä hyvin pitkäikäinen ratkaisu. Rakennetyypit on tarkemmin käyty läpi rakennesuunnittelua käsittelevässä luvussa 3.

Suunnittelussa huomioitiin tilaajan tarpeet sisäkorkeuden osalta, minkä hän halusi olevan kolme metriä. Rakennuksen sisämitat oli määritetty jo vanhoissa lupakuissa, joiden perusteella pohjapiirustus mitoitettiin (kuva 1).



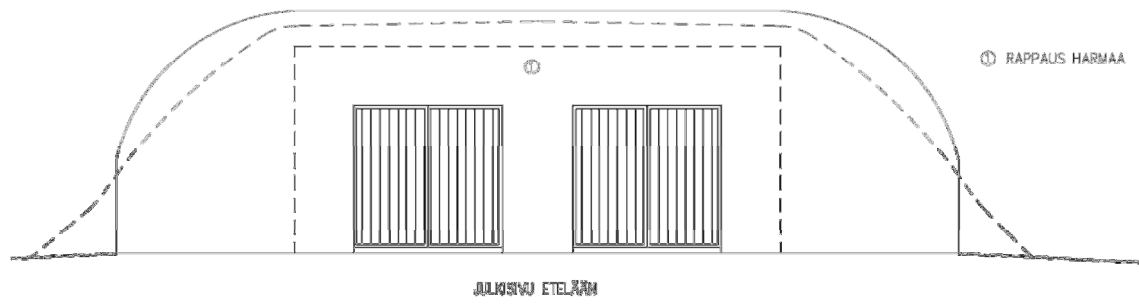


KUVA 1. Rakennuksen pohjapiirustus

## 2.3 Rakennuslupakuvat

Rakennuslupaa haettaessa tarvitaan rakennuksesta asemapiirustus, yleisleikkaus, julkisivupiirustukset sekä pohjapiirustus (liite 4). Olemassa olevaa asemapiirustusta hyödynnettiin täydentämällä sitä, ja muilta osin tehtiin uudet kuvat. Julkisivuista piirrettiin ainoastaan etupuolen julkisivu, koska muut puolet rakennuksesta rajoittuvat maan sisään.

Rakennuksen etuseinän molemmille puolille täytyy tehdä tukimuurit, jotta maanpinta saadaan hallitusti tuotua katolta alas. Ensimmäisen version kuvissa tukimuurit olivat täyskorkeat reunoille asti, mutta tilaaja halusi maastoon paremmin sopivat kaarevan muotoiset tukimuurit (kuva 2). Rakennuksen julkisivun pintaverhoilu tehdään harmaan sävyisellä rappauksella. Autotallin ovet ovat puurakenteiset pariovet.



*KUVA 2. Rakennuksen julkisivu etelään*

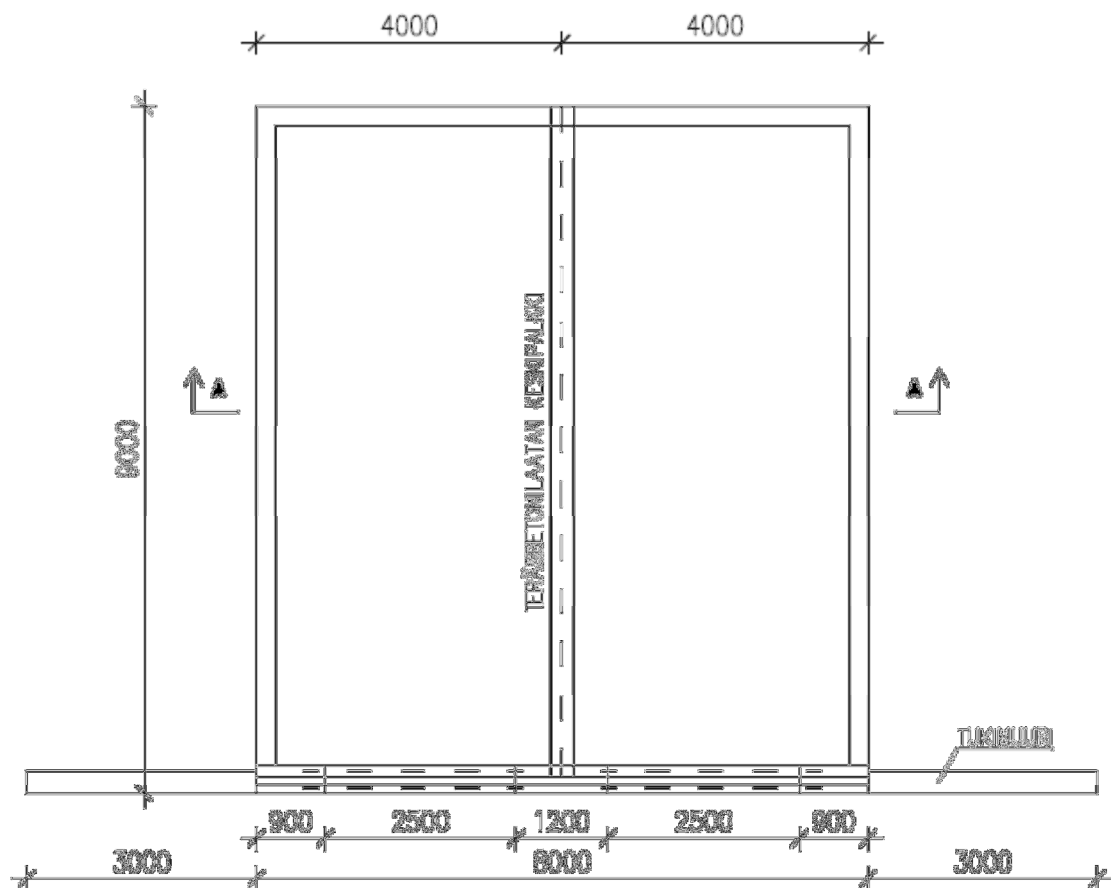
### **3 RAKENNESUUNNITTELU**

Tässä luvussa käydään läpi rakennesuunnittelu vaiheittain suunnittelujärjestyksessä. Tarkemmat laskelmat ja rakennekuvat ovat liitteenä.

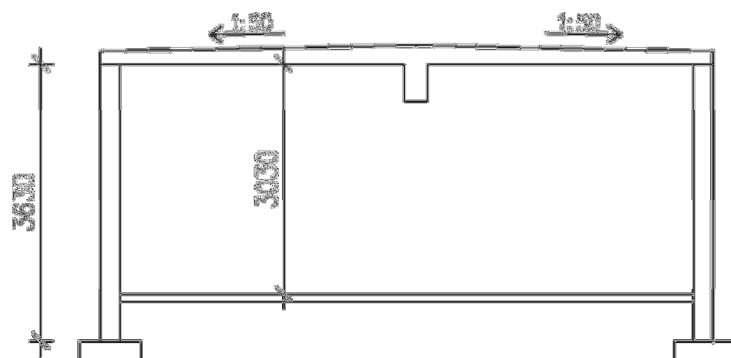
Tilaaajalla on tarkoitus mahdollisuuksien mukaan tehdä autotalli hartiapankki-periaatteella, mikä otettiin suunnittelussa huomioon. Rakenteita valittaessa huomioitiin hinnan lisäksi myös työtekniset asiat.

#### **3.1 Kohteen esittely**

Rakennus sijaitsee rinteessä, joka nousee pohjoiseen päin mentäessä. Rakennuksen takaseinällä rakennusta ympäröivä maanpinta on melkein yläpohjan tasossa. Etuseinän molemmin puolin rakennetaan tukimuurit, jotta maanpinta saadaan tuotua hallitusti alas katolta. Kuvassa 3 on esitetty rakennuksen pohjapiirustus rakennesuunnittelua varten. Kuvaan on piirretty teräsbetonilaatan vaatima keskituki näkyviin. Ontelolaatalla rakennettaessa ontelolaatat menevät poikittain ulkoseinältä ulkoseinälle, jolloin palkkia ei tarvita.



LEIKKAUS A - A



KUVA 3. Rakennuksen pohja ja yleisleikkaus rakennesuunnittelua varten

Kohteeseen mitoitettavat rakennusosat ovat

- yläpohjan teräsbetoni-laatta
- yläpohjan ontelolaatta (korkeuden määrittäminen, elementtitoimittaja suorittaa punosten mitoituksen)
- teräsbetoni-laatan keskipalkki (mitoitettu suoritettu sekä 1- että 2-aukkoiselle palkille)
- maanpaine-seinä
- maanpaine-seinän antura
- tukimuuri.

### 3.2 Kuormat

Rakennesuunnittelu lähti liikkeelle rakennemallin muodostamisella ja kuormien määrittämisellä. Rakennusta rasittavat mitoituskormat on laskettu RIL:n julkaisun 201-1-2008 mukaan. Määräävä kuormitusyhdistelmä on laskettu taulukon A1.2(B) mukaisesti kaavoista 1 ja 2.

$$1,15K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI}\sum_{i>1} Q_{k,i} \quad \text{KAAVA 1}$$

$$1,35K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} \quad \text{KAAVA 2}$$

$K_{FI}$  seuraamusluokasta johtuva kuormakerroin, seuraamusluokan CC2 rakenteella  $K_{FI} = 1,0$  (RIL, taulukko A1.2(B))

$G_{k,j,sup}$  epäedulliset pysyvät kuormat

$G_{k,j,inf}$  edulliset muuttuvat kuormat

$Q_{k,1}$  määräävä muuttuva kuorma

$Q_{k,i}$  muut samanaikaisesti vaikuttavat muuttuvat kuormat

Yksittäisten rakenneosien rasitukset on laskettu QSE-ohjelmalla, minkä perusteella mitoitus on suoritettu. Betonirakenteet on mitoitettu betonirakenteita käsittelevän SFS-EN 1992-1-1 -standardin mukaisesti.

### **Yläpohja**

Yläpohjaa rasittavat kuormat koostuvat rakenteen pysyvistä ja muuttuvista kuormista. Pysyviä kuormia ovat rakenteen omapaino sekä maataytöstä aiheutuva kuormitus. Täytön maksimikorkeudeksi on määrätty 300 mm ja laskelmissa täyttömaan tilavuuspainoksi on arvioitu  $18 \text{ kN/m}^3$ , jolloin kuormaa yläpohjalle aiheutuu  $5,4 \text{ kN/m}^2$ . Mitoitukseen on kuitenkin otettu lisää varmuutta, koska maanpinnan korkeus saattaa helposti ylittyä, ja näin ollen mitoitukseen täyttömaasta aiheutuvaksi kuormaksi on otettu  $7,0 \text{ kN/m}^2$ . Yläpohjaan kohdistuva muuttuva kuorma on lumikuorma, jonka arvona on käytetty lumikuorman ominaisarvoa maassa, koska kyseessä ei ole perinteinen vesikattorakenne. Näin ollen muotokertoimelle on käytetty arvoa 1. Lumikuorman ominaisarvolle maassa on käytetty arvoa  $2,75 \text{ kN/m}^2$ .

### **Maanpaineseinä**

Maanpaineeseinän mitoituksessa maanpaine on laskettu hiekalle, jonka kitkakulmaksi on arvioitu  $32^\circ$  ja tilavuuspainoksi oletettu  $18 \text{ kN/m}^3$ . Muuttuvana kuormana on ajoneuvokuorma, joka on  $5 \text{ kN/m}^2$ . Maanpaineseinä oletetaan mitoituksessa liikkumattomaksi rakenteeksi, jolloin seinään kohdistuva maan omasta painosta sekä maanpinnalla olevasta hyötykuormasta aiheutuva paine lasketaan lepopaineena. (RIL 207-2009, 161.)

## **3.3 Yläpohja**

### **3.3.1 Yläpohjan kantava rakenne**

Yläpohjan suunnittelussa vaihtoehtoina kantavaksi rakenteeksi olivat ontelolaatta sekä paikalla valettu teräsbetonilaatta. Ontelolaatan korkeus määritettiin Elementtisuunnittelu-sivustolta löytyvän mitoituskäyrästä avulla (liite 1). Kapasiteetin mukaan ontelolaatan korkeudeksi määräytyi 265 mm. Ontelolaataston rengasteräket mitoitettiin maanpaine kuorman yläpään

tukireaktiolle. Mitoituksen perusteella laataston ympäri asennetaan rengasteräksiksi kaksi 10 mm:n harjaterästankoa. Lisäksi ontelolaattojen saumoihin asennetaan saumateräkset. Ontelolaattojen jännepunosten mitoituksen hoitaa elementtitoimittaja kuviin merkittyjen kuormien perusteella.

Toisena vaihtoehtona yläpohjan kantavaksi rakenteeksi mitoitettiin paikalla valettava teräsbetonilaatta. Rakennuksen mitoista ja suuresta kuormituksesta johtuen laattaa ei olisi pystynyt yksiaukkoisena ristiin kantavana laattana mitoittamaan, vaan laatan keskelle täytyi mitoittaa palkki, jolloin laatasta muodostui yhteen suuntaan kantava kaksiaukkoisen laatta (liite 2). Laatan paksuudessa piti huomioida rakenteeseen tarvittava kaato, minkä mukaan laatan paksuudeksi saatiin keskellä 240 mm ja reunoilla 160 mm. Mitoitus suoritettiin laatan keskimääräiselle paksuudelle 200 mm.

Teräsbetonilaatan keskipalkkia mitoittaessani suurin kysymys oli, kannattaako se tehdä yksi- vai kaksiaukkoisena. Pienen pohdinnan jälkeen päätin mitoittaa palkin molemmilla tavoilla ja vertailla kustannuksia tämän pohjalta. Kaksiaukkoisen palkin yhteydessä piti huomioida palkin vaatima keskituki, ja näin ollen palkille piti mitoittaa keskelle pilari ja antura. Keskituesta on tehty karkeat laskelmat kustannusten arvioimista varten. Saatujen tulosten perusteella yksiaukkoisen palkin materiaalikustannukset olivat noin kaksinkertaiset verrattuna välituelliseen ratkaisuun. Kaksiaukkoisen palkin pienempien materiaalikustannuksien vastapainoksi työn määrä on suurempi, koska täytyy rakentaa antura ja keskipilari.

Ontelolaatan selvänä etuna on sen asennusnopeus verrattuna paikalla tehtyyn teräsbetonilaattaan. Paikalla valettavalle laatalle muottien rakentaminen on aikaa vievä työvaihe, jolta vältytään ontelolaatalla tehtäessä. Ontelolaattojen asennuksen jälkeen asennetaan sauma- ja rengasteräkset, minkä jälkeen sauma- ja pintabetoni valetaan. Ontelolaatalla tehtäessä laatat tulevat etuseinästä katsottuna poikittain, jolloin kuormat laatoilta menevät sivuseinille. Tämä mahdollistaa oviaukkojen tekemisen harkkorakenteiseen etuseinään harkkojen valmistajan ohjeiden mukaisesti valuharkolla, jonka pohjaan tulee u-teräs, ja näin rakenteesta muodostuu liittorakenne. Teräsbetonilaatalla tehtäessä oviaukot olisi pitänyt tehdä teräsbetonipalkeilla.

Yläpohjan kantavaksi rakenteeksi päätettiin valita ontelolaatta, koska rakennusvalvonta suositteli sitä. Valintaan vaikutti myös erittäin paljon työn suorittamisen nopeus verrattuna paikalla valettavaan laattaan. Paikalla valettavalle laatalle muottien tekeminen on aikaa vievä työvaihe ja, kun vielä kustannuslaskennassa laskettiin muottien aiheuttama kustannus mukaan, hintaero ontelolaatan ja paikalla valettavan teräsbetonilaatan välillä jäi melko pieneksi.

### **3.3.2 Yläpohjan vesieristys ja pintarakenteet**

Yläpohjarakenteena on käännetty viherkatto, jossa vesieristys on suojassa lämmöneristyskerroksen alapuolella. Viherkatto suunnitellaan luonnonmukaisena viherkattona, jossa ei oleskella. Viherkatto koostuu seuraavista rakennekerroksista ylhäältä alaspäin lueteltuna:

- kasvualusta
- vettä pidättävä kerros
- suodatinkerros
- salaojituserros
- suodatinkerros
- lämmöneristys
- lämmöneristeen irrotuserros vesieristyksestä / vesieristyksen mekaaninen suojakerros
- vesieristys
- pintabetoni, jolla muotoillaan kaadot laattaan
- kantava rakenne.

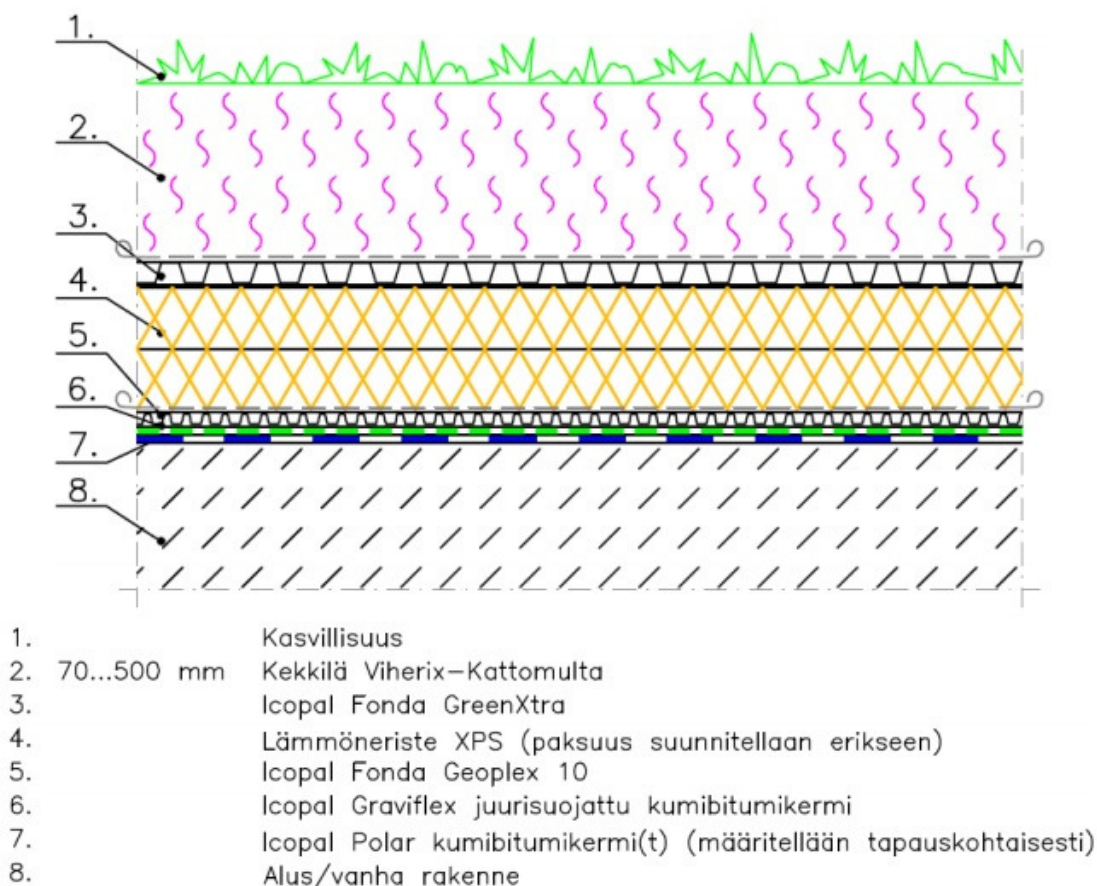
Kasvualustana toimii multa, jonka paksuus on enintään 200 mm. Vettä pidättävä kerros tehdään tiiviillä ja kuivalla savella, jonka paksuus on noin 100 mm. Sen tehtävä on estää veden kulkeutuminen alaspäin ja johtaa hulevedet pois katolta.



Viherkattoja koskevan RT-kortin 85-10709 mukaan lämmöneristeen yläpuolella oleva salaojakerros toteutetaan Leca-soralla, jonka paksuus määräytyy kasvualustan paksuuden mukaisesti. Tässä kohteessa Leca-soralla toteutettavan salaojituserroksen paksuus olisi 100 mm. Leca-sorakerroksen molemmin puolin asennetaan suodatinkankaat. Salaojituserroksen yläpuoleisen suodatinkankaan tehtävä on estää hienoaineksen kulkeutuminen salaojituserrokseen ja näin estää sen tukkeutuminen.

Rakenteen salaojituksessa on olemassa myös tähän tarkoitukseen kehitettyjä tuotteita. Esimerkiksi Icopal Oy on kehittänyt oman rakennetyypin viherkatoille (kuva 4), jossa lämmöneristeen molemmin puolin on suodatinkankaalla varustettu salaojalevy. Lämmöneristeen alapuolella olevan salaojalevyn tehtävä on suojata vesieristystä mekaaniselta rasitukselta sekä irrottaa lämmöneriste vesieristeestä ja näin varmistaa lämmöneristeen alapuolelle päässeeseen veden poistuminen rakenteesta. Lämmöneristeen yläpuoleinen salaojamatto toimii varsinaisena salaojakerroksena, joka johtaa maakerroksen läpi kulkeutuneet vajovedet pois katolta. Salaojamaton hyvä puoli on sen pienempi rakennekorkeus verrattuna Leca-soralla toteutettuun ratkaisuun.

### Helppohoitoinen Icopal Green-kattopuutarha



KUVA 4. Yläpohjan rakennetyyppi (Icopal viherkaton suunnitteluohjeet. 2010)

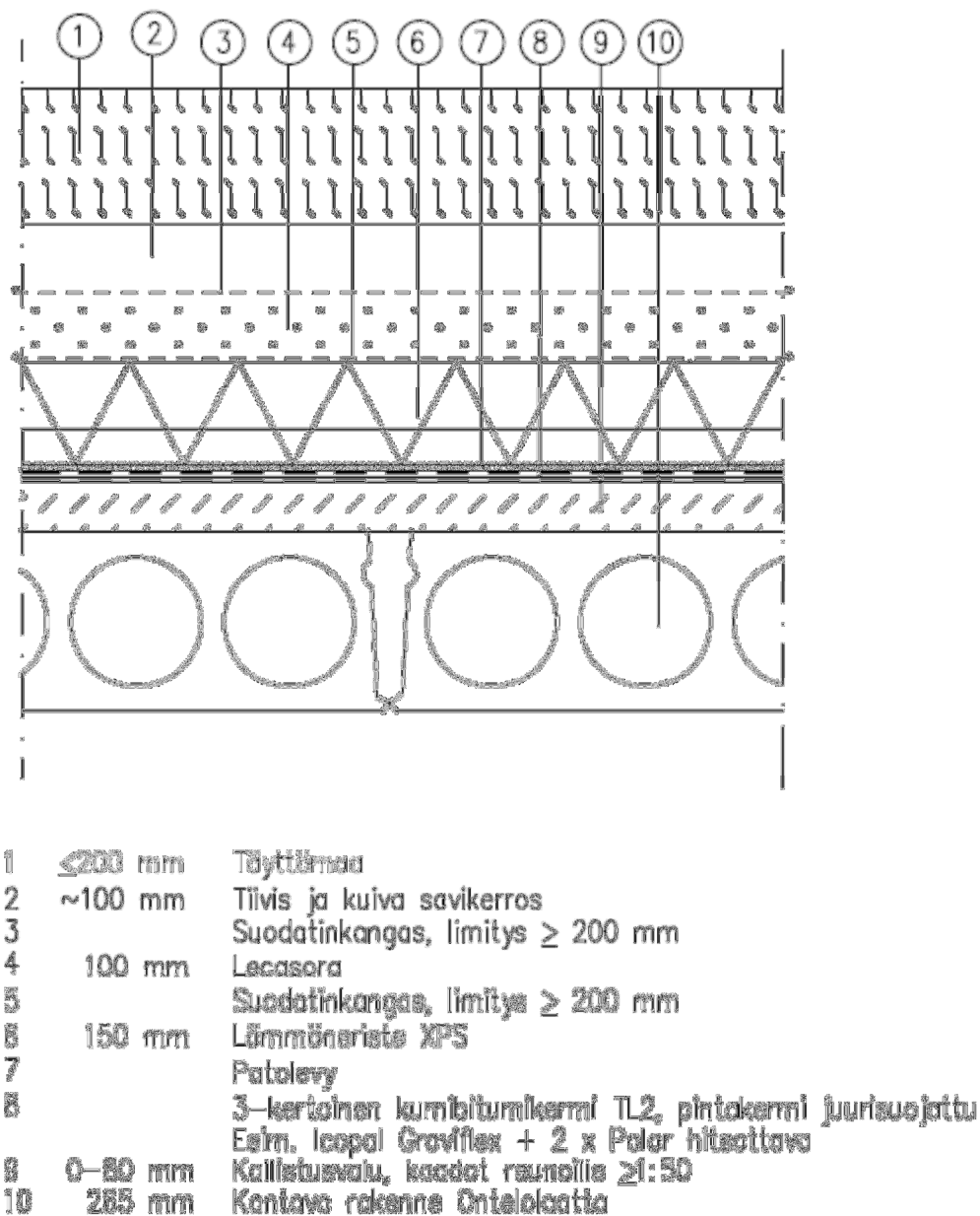
Viherkatossa lämmöneristeen on oltava suulakepuristettua solupolystyreeniä eli XPS-eristettä, joka kestää hyvin kosteuden aiheuttamaa rasitusta. Eristyskerroksen voi toteuttaa esimerkiksi Finnfoamilla. Tässä kohteessa lämmöneristys rakennetaan 50 mm:n ja 100 mm:n Finnfoam-eristelevyillä, jolloin lämmöneristyskerroksen paksuudeksi muodostuu 150 mm ja levyjen saumat voidaan sijoittaa eri kohtiin, ja näin lämmöneristyskerroksesta muodostuu tiivis rakenne. Lämmöneriste täytyy irrottaa vesieristyksestä, jotta rakenteiden läpi päässyt vajovesi pystytään johtamaan pois katolta. Tässä voidaan käyttää esimerkiksi patolevyä, joka asennetaan nystyrät alaspäin, jotta nystyrät eivät painu lämmöneristeen sisään ja näin aiheuta eristeen painumista vesieristykseen kiinni. Jos katossa olevat kaadot ovat yhdensuuntaiset, voi

lämmöneristyskerroksen alapuoleisen vedenpoiston hoitaa myös uritetulla eristelevyllä.

Vesieristys suunnitellaan kohteen vaativuuden mukaisesti. Tässä kohteessa vesieristys on suunniteltu Kattoliiton julkaisun Toimivat katot (2013) mukaisesti. Toimivat katot -julkaisussa (2013, 28) sanotaan, että raskaasti liikennöityjen ja / tai myöhemmin vaikeasti korjattavien pihatasojen vesieristys on suositeltavaa suunnitella käyttöluokan VE80R mukaisesti. Tämä tarkoittaa käytännössä kolmen TL2-luokan kumibitumikermien käyttöä vesieristeenä. Viherkatossa päällimmäisen kermin on oltava juurisuojattu.

Kantavana rakenteena toimii 265 mm korkea ontelolaatta, jonka päälle valetaan pintabetoni, jolla muodostetaan kaadot rakennuksen reunoille. Viherkatossa suositeltava minimikaltevuus on 1:50. Ennen kumibitumikermien asennusta betonivalun pinnasta puhdistetaan tartuntaa heikentävät aineet, kuten sementtiliima. Betonipinnan puhdistuksen jälkeen se käsitellään bitumiliuoksella, jonka tehtävä on parantaa kermin tartuntaa alustaan.

Suurimmat erot Icopal Oy:n rakennetyypeissä verrattuna RT-kortissa esitettyyn ratkaisuun on lämmöneristeen yläpuoleisessa salaojituksessa sekä alemman suodatinkankaan sijainnissa. Icopal Oy:n rakennetyypeissä lämmöneriste on irrotettu vesieristyksestä heidän omalla salaojalevyllä, jonka yläpinnassa suodatinkangas on valmiina kiinni levyssä. RT-kortin mukaisessa ratkaisussa suodatinkangas on lämmöneristeen päällä. Kuvassa 5 on esitetty vaihtoehtoinen rakennetyyppi Icopal Oy:n ratkaisulle. Tilaaja päättää, kun rakentaminen on ajankohtaisempaa, kumpaa yläpohjan rakennetyypistä hän haluaa käyttää. Kuitenkin tässä työssä esitetyt rakennekuvat ja kustannukset on suunniteltu Icopal Oy:n rakennetyypille; tosin kustannuslaskennassa on käytetty Rakennusosien kustannuksia 2013 -kirjassa esitetyn salaojamaton hintaa.



KUVA 5. Yläpohjan vaihtoehtoinen rakennetyyppi

### **3.4 Ulkoseinät**

Ulkoseinistä kolme ovat maanpaineiseiniä. Maanpaineiseinien kantavan rakenteen valinnassa vaihtoehtoina olivat valuharkko- ja paikalla vanerimuoteilla valettavaa teräsbetoniseiniä. Rakennuksen etuseinä, jossa oviaukot sijaitsevat, rakennetaan eristevaluharkosta.

#### **3.4.1 Maanpaineiseinät**

Maanpaineiseinien kantavan rakenteen valinnassa vaihtoehtoina olivat valuharkkoseinä ja paikalla vanerimuoteilla valettava teräsbetoniseinä. Molemmat seinärakenteet on mitoitettu betonirakenteita koskevien sääntöjen mukaisesti. Ainoana erona valuharkkoseinässä on betonille käytettävässä materiaaliosavarmuuskertoimessa. Tavalliselle betonirakenteelle on käytetty osavarmuuskertoimena Eurokoodin mukaista arvoa 1,5 ja valuharkolle Rakennusmääräyskokoelman muottiharkkoja koskevan ehdotuksen (17.6.2009) mukaista arvoa 2,3.

Suunnitellessani maanpaineiseiniä valuharkosta käytin apuna Lammin betonin suunnitteluohjetta. Harkon paksuuden alustavassa valinnassa käytin ohjeen kapasiteettikäyriä, joiden pohjalta harkon paksuudeksi määräytyi 250 mm. Tämän jälkeen mitoitin seinän tavallisena betonirakenteena harkon kuorien väliin jäävälle betonin osalle (liite 1). Laskennallisesti valuharkon kuoret toimivat muotteina, jolloin mitoitus suoritetaan pelkästään harkon kuorien väliin jäävälle betonivalulle, jolle käytetään betonin materiaaliosavarmuuslukuna arvoa 2,3.

Molemmat seinärakenteet sekä valuharkko että paikalla valettava teräsbetoniseinä mitoitettiin pystysuuntaan kantaville teräksille. Tukina toimivat alapäässä antura ja yläpäässä välipohjalaatta. Jos seinät olisi haluttu mitoittaa vaakasuuntaisille teräksille, olisi jokaisen seinän keskelle pitänyt tehdä pystysuuntainen tuki, esimerkiksi teräspilarilla johtuen seinien pitkistä mitoista. Molemmissa seinärakenteissa pääteräksiksi saatiin mitoituksen perusteella 12 mm:n tangot 200 mm:n jaolla. Seinään asennetaan lisäksi vaakasuuntaiset jakoteräket: kaksi 8 mm:n tankoa 400 mm:n jaolla.

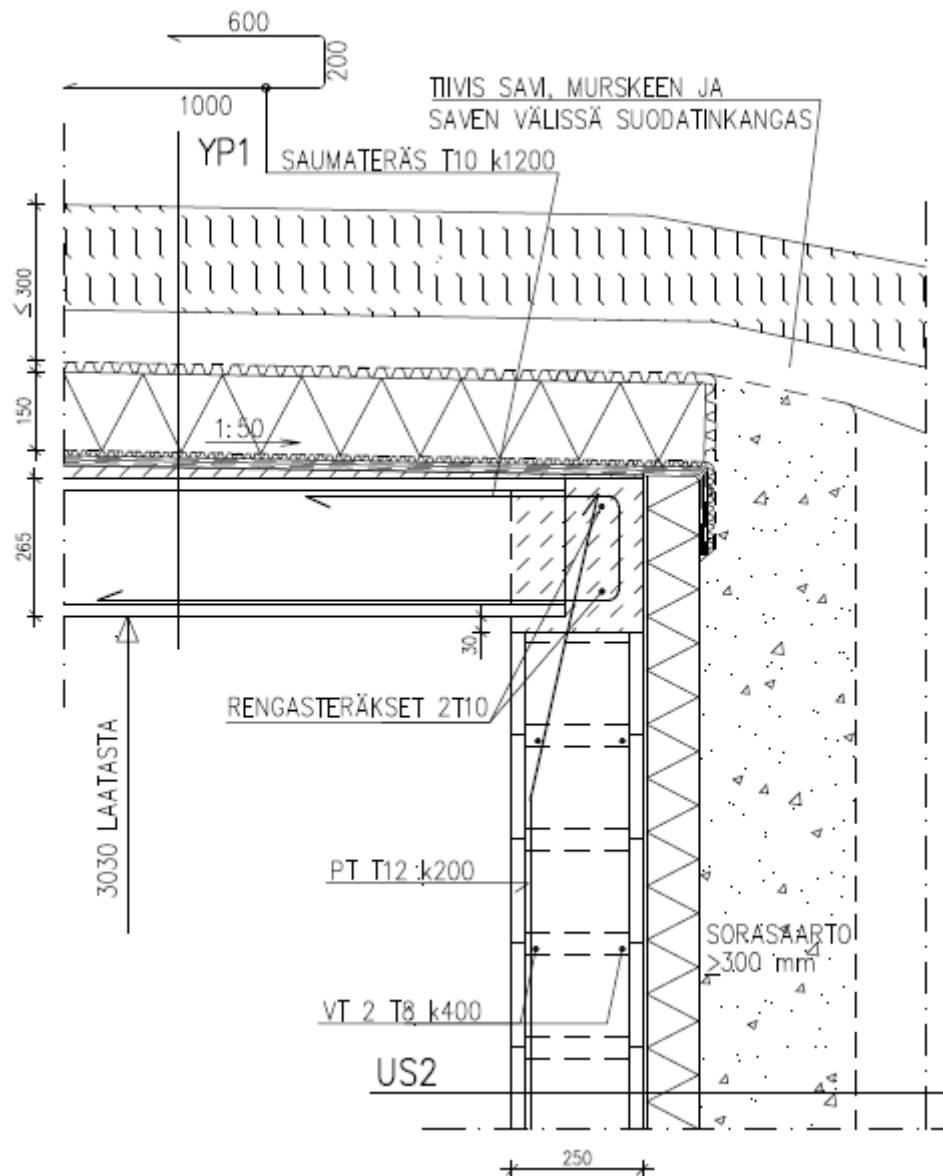
Valuharkkoilla valettaessa ei tarvita suuria erillisiä muotteja, mutta valutyö täytyy suorittaa useamassa osassa, jotta alimpien harkkojen seinämät eivät murru valupaineiden rasituksesta. Lammin betonin valuharkkoja koskevassa työohjeessa suositeltavaksi valukorkeudeksi on määritetty 1,5 m. Tämä tarkoittaa käytännössä sitä, että betonivalu täytyy tässä tapauksessa suorittaa kolmessa osassa, koska seinän korkeus on 3,6 m.

Seinä rakennetaan siten, että harkot ladotaan aluksi 2,4 m:n korkeuteen, minkä jälkeen pystyteräksset asennetaan samaan korkeuteen kuin harkot. Tämän jälkeen suoritetaan betonivalu 1,3 m:n korkeuteen. Ensimmäisen valun jälkeen harkot ladotaan ylös asti 3,6 m:n korkeuteen. Kun harkot on ladottu ylös asti, jatketaan pystyteräksset ensimmäisen betonivalukerroksen päältä. Tämän jälkeen suoritetaan toinen betonivalu, jonka korkeus on pienempi kuin 1,5 m. Lopuksi valetaan jäljelle jäänyt seinän osa umpeen. Betonivalujen porrastuksessa on huomioitava, että betonivalun työsauma ja harkon sauma tulevat eri kohtiin, eli valun työsauman on tultava puoleen väliin harkkoa. Lisäksi huomion arvoinen asia on pystyterästen riittävä jatkospituus ja se, ettei jatkos osu maksimimomentin rasittamalle alueelle. Tällä ratkaisulla jatkoksen keskikohta on noin 1,9 metrin korkeudella, kun taas maksimimomentin vaikutuspiste sijaitsee anturasta noin 1,2 metrin korkeudella.

Valuharkot ovat työteknisesti helpompi vaihtoehto kuin vanerimuoteilla toteutettava seinä, mutta se on hieman kalliimpi. Tässä projektissa tilaaja halusi toteuttaa maanpaineiseinät valuharkolla, jonka paksuudeksi määräytyi 250 mm.

Maan sisään rakennettaessa erittäin merkittävä asia seinän toiminnan kannalta on kunnollinen pystysuuntainen salaojitus. Tässä tapauksessa, kun kyseessä on viherkatto, salaojituksen merkitys korostuu entisestään, koska sen on pystyttävä johtamaan katon salaojakerrokseen päässeet vajovedet rakennuksen ympärillä olevaan salaojaverkkoon. Yleinen tapa pystysalaojituksen hoitamiseen on seinän vierustan täyttäminen hyvin vettäläpäisevällä maa-aineksella, kuten sepelillä tai murskesoralla. Mursketäytön ja perusmaan väliin asennetaan suodatinkangas, joka estää perusmaan kulkeutumisen salaojakerrokseen, jolloin ei ole vaaraa, että se tukkisi salaojakerroksen. Salaojakerroksen ja kantavan seinän väliin

asennetaan kumibitumikermi, joka toimii vesieristysenä seinälle. Bitumikermiä päälle asennetaan lämmöneristys, joka tässä tapauksessa toteutetaan EPS 120 -routaeristeellä. Kuvassa 6 on esitetty leikkaus yläpohjan ja maanpaineseinän liittymästä.

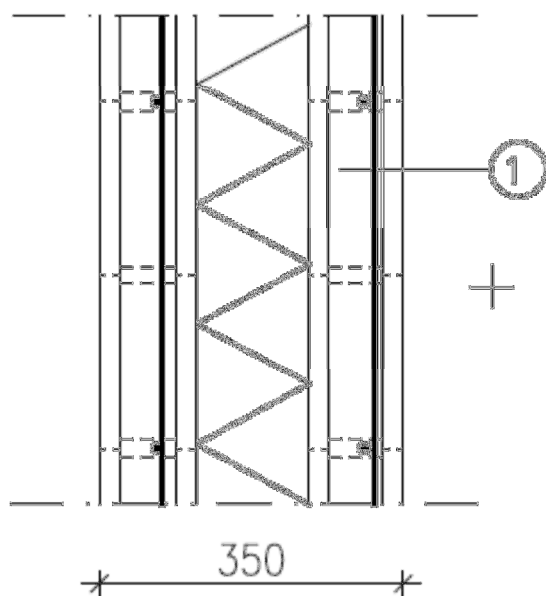


KUVA 6. Maanpaineseinän liittyminen viherkattoon

### 3.4.2 Eristevaluharkkoseinä

Etuseinässä eristekerros täytyi saada seinän sisään, jolloin paikalla valettava seinä rajautui nopeasti, pois työlään rakentamisen takia. Paikalla valettava seinä, johon halutaan eristehalkaisu, on hieman riskialtista valaa yhdellä kertaa, koska eristeen paikalla pysyminen on vaikea varmistaa. Toisaalta betonikuorien valaminen kahteen kertaan on työläs prosessi.

Etuseinässä päädyttiin lopulta 350 mm leveään eristevaluharkkoon, jonka rakennetyyppi on esitetty kuvassa 7. Harkot ladotaan ja raudoitetaan, minkä jälkeen harkot valetaan umpeen. Yläpohjan kohdalla harkon sisäkuori leikataan pois. Ontelolaatalla tehtäessä kuormat jakautuvat sivuseinille, jolloin etuseinän oviaukon ylityspalkit on mahdollista toteuttaa samalla eristevaluharkolla, jonka molempien kuorien pohjaan asennetaan u-teräsprofiilit ja lisäteräkset, jolloin palkista muodostuu liittorakenne. Lammin betonin suunnitteluohjeessa on palkkien mitoitus liittopalkkien kapasiteettitaulukot, joiden perusteella mitoitus on suoritettu. Palkin kuormien laskennassa on otettu yläpohjalta puolen metrin matkalta kiinnityskuorma palkkia rasittamaan.



KUVA 7. Etuseinän rakennetyyppi, eristevaluharkko 350 mm



### 3.5 Perustukset

Perustusten suunnittelun pohjana käytettiin pohjatutkimusta, jonka pohjalta lähdettiin valitsemaan sopiva perustamistapa. Tässä tapauksessa pohjatutkimuksessa oli tehty tontilla painokairauskoe kahdessa eri pisteessä. Pohjatutkimuksessa ilmoitettiin maaperän olevan tiivistä kivistä hiekkaa, jonka geotekniseksi kantavuudeksi oli arvioitu sallittuna arvona 200 kPa. Tässä kohteessa perustaminen hoidetaan siis tavallisella maanvaraisella anturaperustuksella.

Valuharkoilla tehtäessä lähtökohtana rakennesuunnittelussa on suunnitella anturakorot harkkojaolle, eli valuharkoilla seinän korkeus  $h$  on  $n \times 200$  mm. Tämä nopeuttaa ja helpottaa työmaata rakennusvaiheessa, kun ei tarvitse leikata harkkoja tai suorittaa täytevaluja. Vanerimuoteilla paikalla valamalla tehtäessä seinän korkeus on vapaasti valittavissa.

Alussa, ennen tarkempaa perehtymistä, oli tarkoitus perustaa etuseinän antura alemmaksi ja nostaa heti alussa sivuseinien anturat ylemmäs mahdollisimman lähelle alapohjan eristettä, mutta tätä ei pystytty toteuttamaan, koska sivuseinien anturat täytyi mitoittaa liukumistarkastelussa saadulle vaakavoimalle, ja porrastettaessa anturaa sen mitoittaminen palkkina olisi muodostunut erittäin vaikeaksi. Anturat perustetaan siis samaan korkoon rakennuksen ympäri.

Anturoiden mitoituksessa maaperän kantavuus ei tullut mitoittavaksi tekijäksi anturan leveydessä, vaan leveys määräytyi liukumistarkastelussa saadun vaakavoiman mukaan, kun antura mitoitettiin palkkina tälle voimalle. Liukumistarkastelussa ei huomioitu yläpohjalaatan päälle tulevan maan painoa, koska on mahdollista, että eteen tulee tilanteita, joissa täyttömaa poistetaan laatan päältä, esimerkiksi korjaustyö tai muutostyö. Mitoituksen perusteella anturan mitoiksi saatiin  $800 \times 250$ . Anturan korkeus määräytyi sen mukaan, että anturan sisäpintaan mahtui vaakavoimalle mitoitetut vetoteräket yhteen riviin. Anturaan asennetaan myös lenkit alapintaan, jotta vetoteräket saadaan sidottua ja pidettyä paikoillaan valussa.

### Perustusten routasuojaus

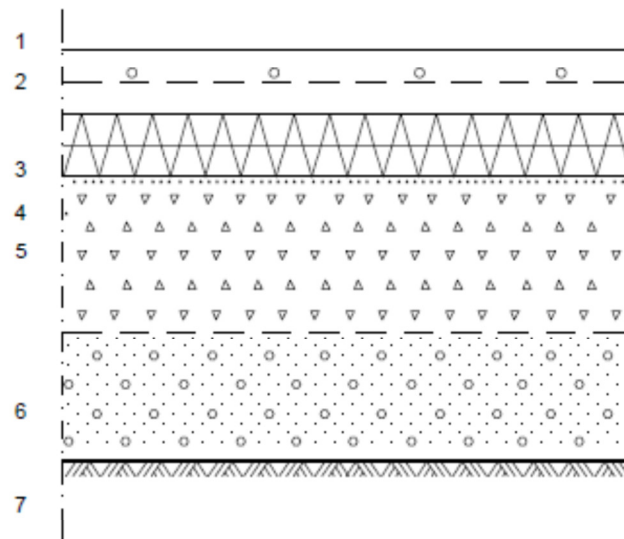
Routasuojauksen mitoituksessa apuna on käytetty RIL 261-2013 -julkaisua, joka käsittelee rakennusten routasuojausta. Ohjeen mukaan routasuojausta mitoitettaessa autotalli käsitellään kylmänä rakennuksena. Oulun alueella kylmän rakennuksen roudaton perustamissyvyys on 2,3 metriä (luku 7.3, kuva 7.2). Tässä tapauksessa maanpaineseinien perustamissyvyys on roudattoman perustamissyvyyden alapuolella, joten maanpaineseinien anturoita ei suojata erillisellä routaeristeellä.

Etuseinän antura käsitellään matalaperustuksena, jonka perustamissyvyys on 700 mm. Perustamissyvyys on routarajan yläpuolella, joten antura on routasuojattava levyeristeellä. Routasuojauksessa käytetään EPS 120 routa -eristettä, jonka paksuus on 100 mm. Anturan routasuojaus ulotetaan 1,5 metrin etäisyydelle seinästä.

Tukimuurin etupuoli, jossa perustamissyvyys on 700 mm, suojataan routaeristeellä, ja suojaus ulotetaan takapuolella kohtaan, jossa perustamissyvyys maanpinnalta mitattuna on ylempänä kuin routaraja eli 2,3 m. Tukimuurin seinäosaan asennetaan lisäksi täytön puolelle 50 mm:n eriste suojaamaan maata tukimuurin viereiseltä routimiselta sekä suojaamaan vesieristeenä toimivaa bitumikermiä. Perustustasopiirustuksessa on esitetty rakennuksen routasuojaus (liite 5).

### **3.6 Alapohja**

Alapohja tehdään maanvaraisena, ja se koostuu 100 mm:n betonilaatasta ja 8 mm:n teräsverkosta 200 mm:n silmävälillä, jonka alle tulee 100 mm eristettä ja reuna-alueille metrin leveydelle 150 mm eristettä. Alapohjan eristeenä käytetään EPS 100 lattia –eristettä, ja se rakennetaan kahdesta 50 mm:n levystä, joiden päällekkäiset saumat limitetään tiiveyden varmistamiseksi. Alapohjan alle tehdään kapillaarisen vedennousun katkaiseva täyttökerros sepelistä, jonka paksuus on vähintään 250 mm. Alapohjan rakennetyyppi on esitetty kuvassa 8.



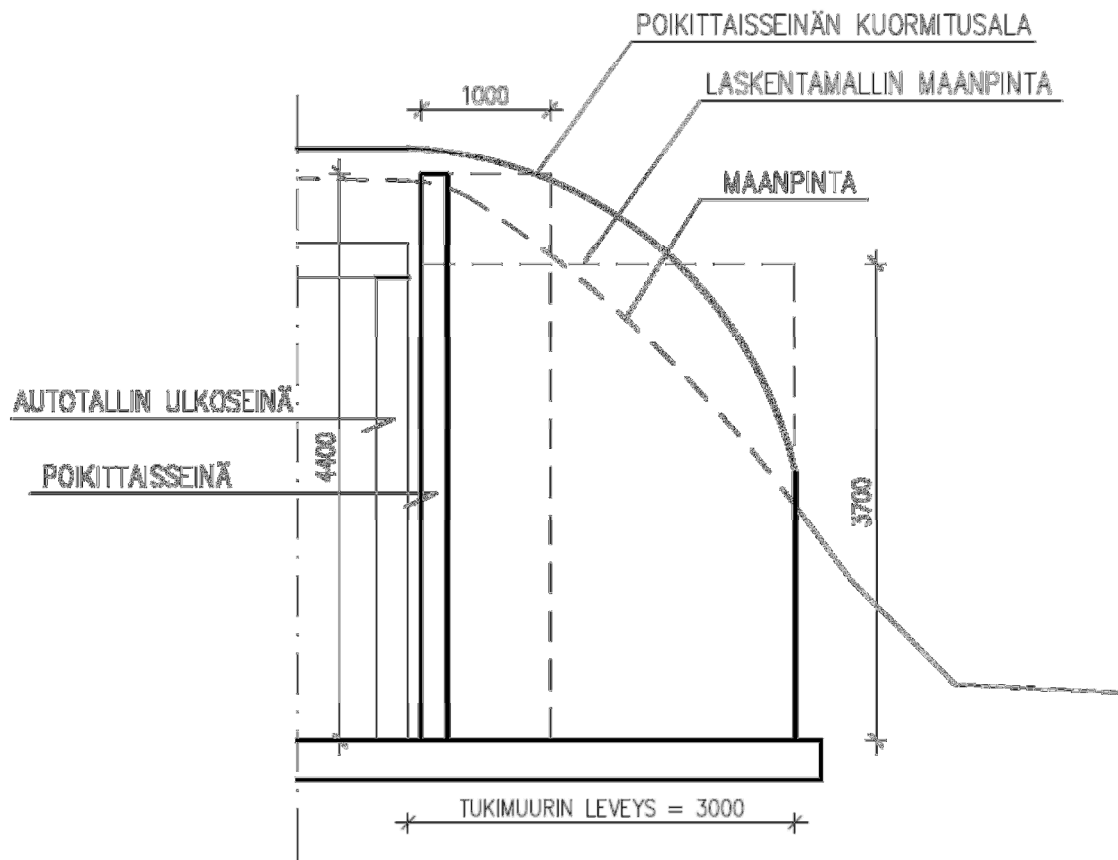
	1	Pintamateriaali
100 mm	2	Teräsbetonilaatta (by45: B-4-30), verkko # T8 k200
100 mm	3	Suulakepuristettu solupolystyreeni EPS-100 Lattia +50mm ulkoreunoilla, lev. 1000
0...30 mm	4	Murskesora #0...8 mm (tasaus-/laakerikerros)
min 250 mm	5	Salaojituskerros, tiivistetty pesty sepeli #6...16 mm. Pesemätön sepeli, vahvuus 300 mm.
min 250 mm	6	Murskesora (tai sora)
	7	Perusmaa (ks. pohjatutkimus).

KUVA 8. Alapohjan rakennetyyppi

### 3.7 Tukimuurit

Rakennuksen etuseinän molemmille puolille täytyy tehdä tukimuurit, jotta maanpinta voidaan pudottaa hallitusti alas katolta. Aluksi mietin tukimuureja valuharkosta, mutta harkon kapasiteetti ei riittänyt näin korkeaan seinään, joka toimii ulokkeena. Tukimuurit täytyy tehdä siis vanerimuoteilla valettavina teräsbetoniseininä. Autotallin ulkoseinän vieressä maanpinta on 4,4 metriä anturan yläpinnasta, mikä aiheuttaa erittäin suuren maanpaineen seinään. Toisaalta Tukimuurin toisessa päässä maanpinta laskee huomattavasti alemmaksi. Yritin mitoittaa seinää aluksi 4,4 metriä korkealle maanpaineelle, mutta sitä ei olisi saanut mitenkään järkevästi toteutettua. Sitten päätin ottaa mukaan poikittaisen tukiseinän autotallin ulkoseinän viereen, jolle mitoitetiin metrin kuormitusleveydeltä kuorma suuriman maanpaineen alueella. Poikittaisseinän kautta maanpaineesta aiheutuva kuormitus siirretään autotallin

ulkoseinän anturalle. Kuvassa 9 on esitetty maanpinta sekä laskennassa käytetyt maanpinnan korkeudet.



KUVA 9. Tukimuurin mitoituksessa käytetty maanpinnan korkeus

Tukimuurin geoteknisessä mitoituksessa tarkasteltiin pystykuorman epäkeskisyys, pohjamaan kantavuus ja liukumiskestävyys. Tukimuurin anturan leveydeksi määräytyi geoteknisen mitoituksen perusteella 2,5 metriä, ja mitoituksen kannalta määrääväksi tarkasteluksi osoittautui liukumiskestävyys.

Rakenteellisessa mitoituksessa tukimuurin mitoitettiin taivutukselle ja leikkaukselle sekä tarkistettiin halkeamaleveys. Taivutusmitoitus on suoritettu maanpaineesta aiheutuvalle kolmiokuormalle, jonka maksimiarvo vaikuttaa seinän alaosassa. Rakenne on mitoitettu pystysuuntaan toimiville teräksille. Mitoituksen perusteella seinän ja anturan paksuudeksi saatiin 300 mm ja pääteräksiksi 12 mm:n tangot 100 mm:n jaolla.

Tukimuurin ja Etuseinän väliin on tehtävä liikuntasauma (liite 7/8), koska kyseessä on kaksi toisistaan poikkeavaa rakenneosaa, joiden "eläminen" on erilaista, ja liikuntasaumaton liitos aiheuttaisi rakenteeseen halkeilua, ja varsinkin rappauksessa se näkyisi heti.

### **3.8 Rakennekuvat**

Rakennekuviin kuuluu perustus- ja yläpohjatasopiirustus sekä tarvittavat leikkaukset ja rakennetyypit. Rakennekuvat piirrettiin AutoCAD 2009 -ohjelmalla. Rakennekuvat on piirretty valittujen rakenteiden mukaisesti.

## **4 RAKENNEVAIHTOEHTOJEN KUSTANNUSVERTAILU**

Kustannusvertailu rajataan koskemaan pelkästään materiaalikustannuksia. Työn tekemisestä aiheutuvia kustannuksia ei lasketa, koska tilaajalla on tarkoitus toteuttaa rakennushanke pääosin omatoimisesti ilman urakoitsijoita. Kustannusvertailu suoritetaan maanpaineiseinälle sekä yläpohjalle. Vertailun kohteina ovat maanpaineiseinässä muottiharkolla tehtävä seinä sekä vanerimuoteilla toteutettava teräsbetoniseinä ja yläpohjassa ontelolaatta sekä teräsbetonilaatta, jossa muotteina käytetään vanerimuotteja. Oheisissa taulukoissa on esitetty pelkästään kantavasta rakenteesta aiheutuvat kustannukset, koska kantavan rakenteen päälle tulevat täydentävät rakenteet eivät ole riippuvaisia kantavasta rakenteesta. Kantavan rakenteen päälle tulevista materiaaleista aiheutuvat kustannukset on esitetty liitteenä olevassa kokonaiskustannusarviosta (liite 10). Kustannusarviossa ilmoitetut hinnat ovat arvonlisäverottomia.

Kustannusvertailussa apuna on käytetty Rakennusosien kustannuksia 2013 - kirjaa, johon on koottu rakennusmateriaalien vuosittaiset yksikköhinnat. Materiaalien hukkaprosentteja on arvioitu rakennustöiden menekit 2010 -kirjan mukaisilla arvoilla. Materiaaleille on käytetty materiaalimenekkien laskemisessa seuraavia hukkaprosentteja:

- betoni 9 %
- teräs 16 %
- puutavara 15 %.

Vertailussa muottivanerin hintana on käytetty 40 prosenttia täydestä hinnasta olettaen, että samoja muotteja voidaan hyödyntää useampaan kertaan seinissä, yläpohjassa ja tukimuureissa.

### **4.1 Ontelolaattayläpohja**

Ontelolaatalla tehtäessä hintaan on laskettu ontelolaattojen saumavaluun kuluvan betonin määrä sekä rengas- ja saumateräokset. Lisäksi kustannuksia

syntyy ontelolaatan päälle valettavasta pintabetonista, jolla muotoillaan kaadot laattaan.

Ontelolaattojen hinnan määrittämiseksi pyydettiin tarjous paikalliselta elementtitehtaalta. Tarjous piti sisällään ontelolaattojen kuljetuksen työmaalle sekä yhden tunnin purkuaikaa. Lisäksi ontelolaattojen nostoa varten pyydettiin tarjous elementtinostoja tekevästä yrityksestä, mistä ilmoitettiin tuntivelotushinnaksi 100 euroa, ALV 0 prosenttia. Ontelolaattojen nostoon kuluva aika arvioitiin Rakennustöiden menekit 2010 -kirjan sivulta 48 löytyvän taulukon arvon mukaan. Ontelolaatan, jonka paino on 3 – 8 tonnia, asennuksen työsaavutuksen laskemiseksi kirjan mukaan voidaan käyttää arvoa 0,032 tth / m<sup>2</sup>. Lisäksi nostoyrityksestä ilmoitettiin, että siirtymistä veloitetaan Oulun alueella yhden tunnin taksa, mikä otettiin huomioon laskennassa. Ontelolaattayläpohjan kustannukset on esitetty taulukossa 1.

*TAULUKKO 1. Ontelolaattarakenteisen yläpohjan kustannukset*

<b>Ontelolaattayläpohja</b>		<b>ALV 0 %</b>
	materiaali-	materiaali-
	menekki	kustannus/€
	<b>72 m<sup>2</sup></b>	<b>3863</b>
<b>Ontelolaatta 265 mm</b>		<b>3483</b>
-elementti, ontelolaatta 265 mm	65 m <sup>2</sup>	2900
- betoni C25/30, S2, #8 mm, norm. Kovettuva	0,94 m <sup>3</sup>	115
- teräs 10 mm, A 500HW	72 kg	68
- autonosturi (100 €/h)	4 h	400
<b>Betonilaatta 80-0 mm , kallistus reunoille 1:50</b>		<b>380</b>
- betoni C25/30, S2, #8 mm, norm. Kovettuva	3,14 m <sup>3</sup>	380

## 4.2 Paikalla valettu teräsbetonilaatta

Paikalla valettava teräsbetonilaatta rakennetaan vanerimuoteilla. Teräsbetonilaattaan kaadot muotoillaan kantavaan laattaan yhdellä valulla, jolloin laatan paksuus keskellä on 240 mm ja reunoilla 160 mm. Betonimenekki on laskettu edellisen perusteella keskiarvolle 200 mm, lisättynä materiaalimenekkiin luonnollisesti materiaalihukkana 9 prosenttia.

Teräsbetonilaatalle täytyy rakentaa keskelle palkki, joka on huomioitu kustannuslaskennassa.

Keskipalkki on mitoitettu sekä yksi että kaksiaukkoisena teräsbetonipalkkina, ja tämän pohjalta kustannukset on laskettu molemmille palkkirakenteille. Kaksiaukkoisen palkin yhteydessä piti kustannuksiin ottaa huomioon palkin vaatima keskituki, josta on tehty karkeat laskelmat kustannusten määrittämistä varten. Kaksiaukkoisen palkki osoittautui laskelmien perusteella yli puolet halvemmaksi ratkaisuksi verrattuna yksiaukkoiseen palkkiin, mutta siinä on enemmän työtä kuin yksiaukkoisessa palkissa, koska täytyy valaa pilari ja sille antura. Taulukossa 2 on esitetty teräsbetonilaatan kustannukset kaksiaukkoisen palkin kanssa. Taulukossa 3 on esitetty 1-aukkoisen palkin kustannukset.

*TAULUKKO 2. Paikalla valettavan teräsbetonilaatan kustannukset*

<b>Paikalla valettu yläpohjalaatta</b>		<b>ALV 0 %</b>
	materiaali-	materiaali-
	menekki	kustannus/€
	<b>72 m<sup>2</sup></b>	<b>3194,26</b>
<b>Teräsbetonilaatta h=240-160, yläpohja</b>		<b>2856,5</b>
- betoni C25/30, S2, # 16 mm, norm. Kovettuva	15,7 m <sup>3</sup>	1740
- teräs 10 mm, A 500HW	432 kg	406,1
- teräs 8 mm, A 500HW	144 kg	141,1
- vanerilevy 12 mm, muottivaneri (0,4 x hinta)	79,2 m <sup>2</sup>	241
- soiro 50x100 mm, mänty C	216 jm	328,3
<b>2-aukkoisen palkki</b>		<b>337,76</b>
- betoni C25/30, S2, norm. Kovettuva (laatan alapuolinen osa)	0,63 m <sup>3</sup>	69,83
- teräs 16 mm, A 500 HW	32 kg	30,08
- teräs 10 mm, A 500 HW	10 kg	9,4
- teräs 8 mm, A 500 HW	62 kg	60,76
<b>Keskipilari</b>		<b>31,93</b>
- betoni C25/30, S2, norm. Kovettuva	0,16 m <sup>3</sup>	17,73
- teräs 10 mm, A 500 HW	12,5 kg	11,75
- teräs 6 mm, A 500 HW	2,5 kg	2,45
<b>Keskipilarin Antura, 1500x1500x250</b>		<b>135,76</b>
- betoni C25/30, S2, norm. Kovettuva	0,61 m <sup>3</sup>	67,61
- teräs 16 mm, A 500 HW	52,5 kg	49,35
- teräs 10 mm, A 500 HW	20 kg	18,8



TAULUKKO 3. Yksiaukkoisen palkin kustannukset

1-aukkoinen palkki		ALV 0 %
	materiaali-	materiaali-
	menekki	kustannus/€
		<b>765,09</b>
- betoni C25/30, S2, norm. Kovettuva (laatan alapuolinen osa)	2,15 m <sup>3</sup>	238,29
- teräs 25 mm, A 500 HW	272 kg	312,8
- teräs 16 mm, A 500 HW	32 kg	30,08
- teräs 12 mm, A 500 HW	16 kg	14,72
- teräs 10 mm, A 500 HW	180 kg	169,2

#### 4.3 Muottiharkkoseinä

Muottiharkoilla tehtäessä harkot toimivat nimensä mukaisesti muottina betonivalulle. Kustannuksiin on laskettu harkkojen lisäksi betonin ja raudoituksen aiheuttamat kustannukset. Betonilaatuna valuharkoilla tehtäessä on syytä käyttää tavallista notkeampaa massaa, jotta saadaan kunnolla valettua harkon kuorien väli umpeen. Taulukossa 4 on esitetty betonimuottiharkkoseinän kustannukset.

TAULUKKO 4. Betonimuottiharkkoseinän kustannukset

Betonimuottiharkkoseinä, 250 mm		ALV 0 %
	materiaali-	materiaali-
	menekki	kustannus/€
	<b>90 m<sup>2</sup></b>	<b>4988</b>
- betonimuottiharkko 250 mm, ladottava	795 kpl	2504
-betoni C25/30, S3, # 8 mm, norm. Kovettuva	14,8 m <sup>3</sup>	1824
-teräs 8 mm, A 500HW	207 kg	204
-teräs 12 mm, A 500HW	495 kg	456

#### 4.4 Paikalla valettu teräsbetoniseinä

Paikalla valetun teräsbetoniseinän muotteina toimivat vanerimuotit. Muottien aiheuttama kustannus muodosti yllättävän suuren osan seinien kokonaiskustannuksesta (37 %), mikä täytyy luonnollisesti huomioida, jos muottitavaraa ei naapurityömaalta ole saatavissa. Jos esimerkiksi pelkästään seinät tehtäisiin vanerimuoteilla ja yläpohja ontelolaatalla, hinta nousisi entisestään, koska kustannukset on laskettu rakennusosille olettaen, että sama muottilevy käytetään useampaan kertaan, jolloin yhdelle rakennusosalle laskettu hinta on pienempi. Lisäksi kustannuksia kertyy betonista sekä raudoituksesta. Taulukossa 5 on esitetty teräsbetoniseinien kustannukset.

*TAULUKKO 5. Paikalla valetun teräsbetoniseinän kustannukset*

<b>Paikallavalettu teräsbetoniseinä 200 mm</b>		<b>ALV 0 %</b>
	materiaali-	materiaali-
	menekki	kustannus/€
	<b>90 m<sup>2</sup></b>	<b>4509</b>
-vanerilevy 12 mm, muottivaneri (0,4 x hinta)	207 m <sup>2</sup>	629
-soiro 50x100 mm	675 jm	1026
-betoni C25/30, S2, #16 mm, norm. Kovettuva	19,8 m <sup>3</sup>	2194
-teräs 8 mm, A 500HW	207 kg	204
-teräs 12 mm, A 500HW	495 kg	456

## 5 YHTEENVETO

Työn tavoitteena oli tehdä rakennus- ja rakennesuunnittelu Oulun alueella sijaitsevaan autotalliin, johon rakennetaan viherkatto, ja tuottaa rakennusluvan muutosta varten uudet lupakuvat sekä rakennekuvat. Lisäksi työhön kuului erilaisten kantavien rakenteiden välinen kustannusvertailu maanpaineseinän ja yläpohjan osalta sekä valittujen rakenteiden mukaisen kustannusarvion laatiminen.

Kantavien rakenteiden väliset kustannuserot jäivät yllättävän pieniksi. Yläpohjan osalta ontelolaatta oli luonnollisesti kalliimpi, mutta hintaero paikalla valettavaan teräsbetonilaattaan oli vain noin 700 euroa. Maanpaineseinissä muottiharkkoseinä oli kalliimpi kuin paikalla valettu teräsbetoniseinä, ja hintaero oli alle 500 euroa. Yllätyksenä minulle tuli se, kuinka suuren osan kustannuksista muotit aiheuttavat ja, jos muottitavara joudutaan kokonaisuudessaan hankkimaan rautakaupasta, se täytyy ehdottomasti huomioida kustannuslaskennassa. Lopputuloksena rakenteissa päädyttiin seinän osalta valuharkkoon ja yläpohjassa ontelolaattaan. Rakenteiden valinnassa työtekniset asiat nousivat päärooliin, koska hintaero osoittautui odotettua pienemmäksi.

Kokonaiskustannusarviossa hintaa materiaaleille kertyi noin 29 300 euroa, jossa ei ole huomioitu arvonlisäveroa. Lisäksi kustannusarviosta puuttuvat esimerkiksi etuseinän rappaus sekä rakennukseen tulevan väliseinän kustannukset.

Projektissa tuli esille monta minulle uutta asiaa, jotka vaativat enemmän pohdintaa. Ensimmäisenä oli betonivaluharkkorakenteen mitoitus, joka tuntui hirveän epäselvältä, koska ei ole olemassa vielä eurokoodin mukaista yksiselitteistä mitoitusohjetta. Näin ollen apua piti hakea harkkovalmistajien omista mitoitusohjeista sekä rakennusmääräyskokoelman ohjeista. Toinen asia, mikä osoittautui erittäin haastavaksi osaksi, oli laattapalkin taipuman laskenta. Betonirakenteen taipuman laskeminen on itsessään jo erittäin vaativaa kahden eri materiaalin yhteistoiminnan takia. Usein betonirakenteen taipuma arvioidaan

pelkästään jännevälin ja tehollisen korkeuden välisen suhteen raja-arvoille, mutta päätin itse laskea tarkemman taipuman rakenteelle. Kolmas asia, joka aiheutti vaivaa, oli tukimuurien mitoitus, ja sitä mietinkin pitkään etsien taloudellisesti järkevää ratkaisua.

Työn tekeminen oli erittäin opettavaista. Yhteenvetona voin sanoa, että tässä työssä päästiin ongelmien kautta maaliin asti ja työlle asetetut tavoitteet täyttyivät.

## LÄHTEET

Icopal Oy 2010. Viherkattojen suunnitteluohjeet loiville katoille. Saatavissa: [http://www.icopal.fi/upload/icopalfi/asennusohjeet/viherkatto\\_suunnitteluohjeet\\_10112010.pdf](http://www.icopal.fi/upload/icopalfi/asennusohjeet/viherkatto_suunnitteluohjeet_10112010.pdf). Hakupäivä 30.9.2013.

Kattoliitto. 2013. Toimivat katot 2013. Saatavissa: [http://www.kattoliitto.fi/files/504/Toimivat Katot 2013 reduced size .pdf](http://www.kattoliitto.fi/files/504/Toimivat_Katot_2013_reduced_size_.pdf). Hakupäivä 13.10.2013.

Lammin Betoni 2013. Muottikivien työohjeet. Saatavissa: <http://www.lamminbetoni.fi/documents/10228/20026/Ladottavien+kivien+ty%C3%B6ohjeet+3-2013.pdf/4d5e76dc-5616-45bd-abd0-f7849d9dd687>. Hakupäivä 30.9.2013.

Lammin Betoni. Ladottavien muottiharkkojen suunnitteluohjeet.

Lindberg, Rita – Palolahti, Tuomas – Kivimäki, Christian – Koskenvesa, Anssi & Sahlstedt, Satu 2013. Rakennusosien kustannuksia 2013. Helsinki: Rakennustieto Oy.

Palomäki, Jenni - Mäki, Tarja & Koskenvesa, Anssi 2009. Rakennustöiden menekit 2010. Helsinki: Talonrakennusteollisuus ry, Rakennustietosäätiö RTS.

RakMK B9. 2009. Muottiharkkorakenteet. Ympäristöministeriön ehdotus 17.6.2009.

RIL 201-1-2008. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Eurokoodit EN 1990, EN 1991-1-1. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry.

RIL 207-2009. Geotekninen suunnittelu. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry.

RIL 261-2013. Routasuojaus – rakennukset ja infrarakenteet. Helsinki. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry.

RT 85-10709. 1999. Kansi- ja kattopuutarhat sekä viherkatot.  
Rakennustietokortisto. Rakennustieto Oy.

Suomen standardisoimisliitto SFS ry. 2005. SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2:  
Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia  
koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS ry.

## **LIITTEET**

Liite 1 Rakennelaskelmat, muottiharkko, ontelolaatta ja anturat

Liite 2 Rakennelaskelmat, paikalla valettavat teräsbetonirakenteet

Liite 3 QSE-ohjelman tulokset

Liite 4 Rakennuslupakuvat

Liite 5 Perustustasokuva

Liite 6 Yläpohjatasokuva

Liite 7 Perustusleikkaukset

Liite 8 Yläpohjaleikkaukset

Liite 9 Rakennetyypit

Liite 10 Kustannusarvio





# AUTOTALLI KIRJATANKKI RAKENNELASKELMAT

---

Muottiharkko, ontelolaatta ja perustukset

## SISÄLTÖ

1	MAANPAINESEINÄN MITOITUS.....	4
1.1	Kuormien määrittäminen .....	4
1.1.1	Lähtötiedot.....	4
1.1.2	Maanpaineluku .....	4
1.1.3	Ominaiskuormat.....	4
1.1.4	Maanpaineiden mitoitussarvot.....	5
1.2	Seinän rasitukset.....	6
1.3	Raudoituksen mitoitus, valuharkko 250 mm.....	7
1.3.1	Lähtötiedot.....	7
1.3.2	Lujuuksien mitoitussarvot .....	7
1.3.3	Taivutusmitoitus.....	8
1.3.4	Anturan ja seinän liitos.....	9
1.3.5	Seinän ja laatastion liitoksen mitoitus .....	11
1.3.6	Halkeamaleveyden laskenta.....	12
2	ONTELOLAATASTON SUUNNITTELU .....	16
2.1	Ontelolaatastoa rasittavat kuormat.....	16
2.2	Laatastion rengasterästen mitoitus .....	17
3	ETUSEINÄN AUKKOPALKIT .....	19
3.1.1	Kuormat .....	19
4	ANTURAN MITOITUS.....	21
4.1	Lähtötiedot .....	21
4.2	Kuormat.....	21
4.3	Pohjapaine .....	22
4.4	Anturan liukumistarkastelu .....	22
4.4.1	Takaseinän anturan liukumiskestävyys .....	22
4.4.2	Sivuseinän anturan liukumiskestävyys .....	24

4.5	Taivutusmitoitus vaakavoimalle.....	24
4.5.1	Päätyseinän antura.....	25
4.5.2	Sivuseinän antura.....	26
4.6	Pohjapaineesta aiheutuvan taivutuksen mitoitus.....	27

# 1 MAANPAINESEINÄN MITOITUS

## 1.1 Kuormien määrittäminen

### 1.1.1 Lähtötiedot

- täyttömaana hiekka → Arvioitu kitkakulma  $\varphi_k = 32^\circ$
- maanpinnan laskennallinen korkeus seinän alareunasta  $z = 4,0 \text{ m}$
- maan tilavuuspaino  $\gamma_{G,k} = 18 \text{ kN/m}^3$
- seinän jänneväli korkeussuunnassa  $L = 3,6 \text{ m}$
- pintakuorma  $q = 5,0 \text{ kN/m}^2$
- seuraamusluokka CC2 →  $K_{FI} = 1,0$

### 1.1.2 Maanpaineneluku

Koska kyseessä on lähtökohtaisesti liikkumaton seinärakenne, mitoitusta tapahtuu maan lepopaineelle

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi_d) \quad \gamma_\varphi = 1,0 \quad \varphi_d = \frac{\varphi_k}{\gamma_\varphi} = 32^\circ$$

$$K_0 = 1 - \sin(32^\circ) = 0,470$$

### 1.1.3 Ominaiskuormat

$$m_{p_{g,k}} = K_0 z \gamma$$

$$m_{p_{g,k}}(0,0 \text{ m}) = 0,47 \cdot 0,0 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 0,0 \text{ kN/m}^2$$

$$m_{p_{g,k}}(4,0 \text{ m}) = 0,47 \cdot 4,0 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 33,84 \text{ kN/m}^2$$

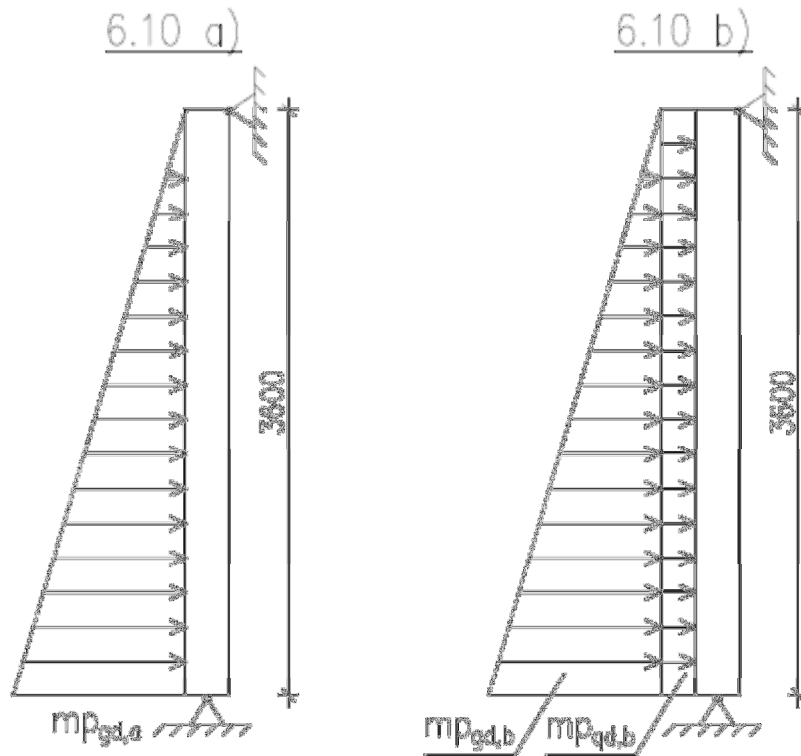
$$m_{p_{q,k}} = K_0 q_k = 0,47 \cdot 5,0 \text{ kN/m}^2 = 2,35 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ominaiskuormien taivutusmomentti } M_{Ek,1} = 31,9 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Pitkäaikaiskuormien taivutusmomentti } M_{Ek,2} = 29,3 \text{ kNm/m}$$

### 1.1.4 Maanpaineiden mitoitusarvot

Maanpaineiden mitoitusarvot lasketaan rajatilassa STR/GEO



#### 6.10 a)

$$mp_{g,d} = 1,35 K_{FI} \quad mp_{g,k} = 45,68 \text{ kN/m}^2$$

$$mp_{q,k} = 0$$

#### 6.10 b)

$$mp_{g,d} = 1,15 K_{FI} \quad mp_{g,k} = 38,92 \text{ kN/m}^2$$

$$mp_{q,d} = 1,5 K_{FI} \quad mp_{q,k} = 3,53 \text{ kN/m}^2$$

**1.2 Seinän rasitukset**

Maksimimomentit ja leikkausvoimat seinän ylä- ja alareunassa on laskettu QSE-ohjelmalla.

6.10 a)

$$M_{Ed} = 38 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed,y\grave{a}} = 27,4 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,ala} = 54,8 \text{ kN/m}$$

6.10 b)

$$M_{Ed} = 38,0 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed,y\grave{a}} = 29,7 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,ala} = 53,1 \text{ kN/m}$$

Taivutusmomentin mitoitusarvolle saadaan sama arvo molemmilla kuormitustapauksilla. Alapään tukireaktiolle saadaan mitoitusarvo kuormitustapauksesta 6.10 a) ja yläpään tukireaktiolle kuormitustapauksesta 6.10 b)

### 1.3 Raudoituksen mitoitus, valuharkko 250 mm

Maanpaineisiin mitoitetaan pystyraudoitettuna, joka tukeutuu alapäästään anturaan ja yläpäästään ontelolaatastoon, koska vaakaraudoitettuna jännevälit rakennuksen muodosta johtuen kasvaisivat kohtuuttomiksi.

Valuharkon mitoituksessa huomioidaan vain kuorien väliin jäävä ”betonisydän” ja harkko itsessään toimii pelkästään muottina.

Lammin betonin mitoitusohjeessa mainitaan MH-250 -harkon teholliseksi paksuudeksi  $h_c = 186 \text{ mm}$  ja raudoituksen tehollinen korkeus  $d = h_c - 10 \text{ mm}$ .

#### 1.3.1 Lähtötiedot

- rasitusluokka XC3	
- betonin lujuusluokka C25/30	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- rauditus B500B	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- betonin materiaaliosavarmuusluku, valuharkolle	$\gamma_c = 2,3$
- raudoituksen materiaaliosavarmuusluku	$\gamma_s = 1,15$
- betonin murtopuristuma	$\epsilon_{cu} = -0,0035$
- raudoituksen murtovenymä	$\epsilon_{yd} = 0,0022$
- raudoituksen tehollinen korkeus	$d = 176 \text{ mm}$
- taivutusmomentin mitoitusarvo	$M_{Ed} = 38,0 \text{ kNm}$
- leikkausvoiman mitoitusarvo	$V_{Ed} = 54,8 \text{ kN/m}$

#### 1.3.2 Lujuuksien mitoitusarvot

Betonin mitoituslujuus

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 9,24 \text{ MPa}$$

Raudoituksen mitoituslujuus

$$f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

### 1.3.3 Taivutusmitoitus

Mitoitusehto:

Asetetaan taivutusmurtorajatilán mitoitusehdoksi raudoituksen myötääminen betonin puristuspinnan saavuttaessa murtotilan.

Mitoitus suoritetaan seinässä metrin levyiselle kaistalle.

#### Suhteellinen momentti

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{d^2 f_{cd}} = 0,133$$

#### Puristuspinnan suhteellinen korkeus

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,143$$

Tarkistetaan raudoituksen myötääminen betonin puristuspinnan saavuttaessa murtotilan

$$\beta_{bd} = \lambda \frac{-\varepsilon_{cu}}{-\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0,493 \qquad \lambda = 0,8$$

$$\beta < \beta_{bd}$$

→ Raudoitus on myödessä



**Mekaaninen raudoitussuhde**

$$\omega = \beta$$

Vaadittu raudoituspinta-ala

$$A_{s,vaad} = \omega d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 536 \frac{mm^2}{m}$$

Jos 10 mm:n tanko

$$\Phi_{pt} = 10 \text{ mm} \quad A_{s1} = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$k = \frac{A_{s1}}{A_{s,vaad}} = 146 \text{ mm}$$

Jos 12 mm:n tanko

$$\Phi_{pt} = 12 \text{ mm} \quad A_{s1} = 113 \text{ mm}^2$$

$$k = \frac{A_{s1}}{A_{s,vaad}} = 210 \text{ mm}$$

Valitaan T12 k200

**1.3.4 Anturan ja seinän liitos**

Päätyseinän ja anturan liitos on kriittisin paikka leikkautumisen kannalta, koska normaalivoima on pienin päädyssä ( ei kuormaa laatalta )

Maanpaineesta aiheutuva, liitosta kuormittava vaakavoima:

$$V_{Ed,ala} = 54,8 \text{ kN/m}$$

Kokeillaan anturan tartunnat T10 k200

$$A_s = 392 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Liitoksen leikkauskestävyyden mitoitusarvo:

$$V_{Rd,i} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$$

c ja  $\mu$  ovat työsauman karheuden huomioon ottavia kertoimia

Tässä tapauksessa anturan ja seinän välisen liitoksen oletetaan olevan hyvin sileä

$$c = 0,025$$

$$\mu = 0,5$$

$\sigma_n$  on pystykuormien aiheuttama jännitys, Päätyseinällä ei kuormia laatalta → huomioidaan ainoastaan seinän omapaino

$$g_{k,seinä} = 19,8 \text{ kN/m}$$

koko harkon leveyden,  $b = 250 \text{ mm}$ , oletetaan jakavan pystykuormia

$$\sigma_n = \frac{g_{k,seinä}}{b} = 0,08 \text{ N/mm}^2$$

Lujuudet:

Lasketaan heikomman liitettävän osan mukaan, tässä tapauksessa valuharkkoseinän mukaan

Betoni C25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0,05} = 1,8 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 2,3$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\alpha_{ct} = 1,0$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 9,24 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Vaarnojen kulma  $\alpha = 90^\circ$

Poikkileikkauksen pinta-ala metrin matkalta, lasketaan mukaan vain harkon tehollinen leveys  $h_c = 186 \text{ mm}$

$$A_i = 186\,000 \text{ mm}$$

Raudoitussuhde

$$\rho = \frac{A_s}{A_i} = 0,0021$$

$$V_{Rd,i} = 0,516 \text{ N/mm}^2 \leq 0,3 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} = 2,49 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

kerrotaan seinän tehollisella leveydellä  $h_c = 186 \text{ mm}$

$$V_{Rd} = 96,0 \text{ kN/m} > V_{Ed} = 54,8 \text{ kN/m} \quad \text{OK}$$

### 1.3.5 Seinän ja laataston liitoksen mitoitus

Ontelolaataston on kyettävä siirtämään laataston tasossa vaikuttavat vaakavoimat jäykistäville sivuseinille (laataston mitoitus kohdassa 2).

jäykistyskuorma sivuseinälle

$$F = \frac{V_{Ed,ylä} L_x}{2} = 109,6 \text{ kN}$$

jaetaan sivuseinän pituudella  $L_y$  niin saadaan metrikuorma

$$V_{Ed} = \frac{F}{L_y} = 12,2 \text{ kN/m}$$

Tässä tapauksessa jäykistysvoima on pienempi kuin suoraan seinän ja laatan liitoksessa vaikuttava leikkausvoima  $V_{Ed,ylä} = 27,4 \text{ kN/m}$

Kohdan 1.3.4 perusteella voidaan laskematta todeta, että liitoksen kapasiteetti on riittävä, koska leikkausraudoitusta on enemmän kuin alapään liitoksessa (seinän pystyraudoitus tuodaan kokonaisuudessaan yläpään tuelle,  $A_s = 565 \text{ mm}^2$ ) ja toisaalta liitosta rasittava leikkausvoima on puolet pienempi.

### 1.3.6 Halkeamaleveyden laskenta

Rakenne kuuluu rasitusluokkaan XC3. Pitkäaikaiskuormilla laskettu halkeamaleveys on rajoitettava pienemmäksi kuin  $w_{\max} = 0,3$ .

Halkeamaleveys tarkistetaan raudoituksella T12 k200,  $A_s = 565 \text{ mm}^2/\text{m}$

Ominaiskuormien taivutusmomentti  $M_{Ek,1} = 31,9 \text{ kNm/m}$

Pitkäaikaiskuormien taivutusmomentti  $M_{Ek,2} = 29,3 \text{ kNm/m}$

#### Kimmokertoimet

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \left( \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0,3} = 31\,476 \text{ MPa}$$

$$E_c = 1,05 E_{cm} = 33\,050 \text{ MPa}$$

$$\text{Virumaluku } \varphi = 2,0$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi} = 11\,017 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

#### Kimmokertoimien suhteet

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = 6,35$$

$$\alpha_{ec} = \frac{E_s}{E_{eff}} = 18,15$$

**Puristusvyöhykkeen korkeus**

$$d = 176 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = 0,00333$$

$$X = d \rho \alpha_e \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho + \alpha_e}} \right) = 30,9 \text{ mm}$$

$$X_c = d \rho \alpha_{ec} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho + \alpha_{ec}}} \right) = 46,8 \text{ mm}$$

**Sisäinen momenttivarssi**

$$z = d - \frac{X}{3} = 159,7 \text{ mm}$$

$$z_c = d - \frac{X_c}{3} = 154,4 \text{ mm}$$

**Betonin tehollinen vedetty ala**

$$h_{c,eff} = \min \left[ 2,5 (h - d); \frac{h - X}{3}; \frac{h}{2} \right]$$

$$h_{c,eff} = \min [ 102,5 \text{ mm}; 82,6 \text{ mm}; 150 \text{ mm} ] = 40 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} = 40 \text{ mm}$$

**Suhteellinen raudoitusala**

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0,01414$$

**Poikkileikkauksen halkeamisen tarkistus**

Käytetään vetolujuudelle vetolujuuden keskiarvoa

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$W = \frac{h^2}{6} = 0,00577 \frac{\text{m}^3}{\text{m}}$$

$$M_{cr} = f_{ct,eff} W = 14,8 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{Ek,1} > M_{cr} \rightarrow \text{Poikkileikkaus halkeaa}$$

**Raudoituksen jännitys pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä**

$$\sigma_{s,LT} = \frac{M_{Ek,2}}{A_s z_c} = 336,5 \text{ MPa}$$

**Raudoituksen keskimääräinen venymä**

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_{s,LT} - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} = 0,00130$$

**Raudoituksen venymä halkeaman kohdalla**

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_{s,LT}}{E_s} = 0,0017$$

$$\frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_s} = 0,765 > 0,6$$

**Halkeamaväli**

Kertoimet

*Tartunnan huomioon ottava kerroin, harjateräkselle*  $k_1 = 0,8$

*Rasitusmuodon huomioon ottava kerroin, taivutukselle*  $k_2 = 0,5$

*Kansallisesti valittava kerroin, Suomessa suositusarvo*  $k_3 = 3,4$

*Kansallisesti valittava kerroin, Suomessa suositusarvo  $k_4 = 0,425$*

$$c = c_{nom} = 10 \text{ mm}$$

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 178,3 \text{ mm}$$

### **Halkeamaleveys**

$$w_k = S_{r,max} \varepsilon_{sm} = 0,229 \text{ mm}$$

$$w_{max} = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_k < w_{max}$$

→ Halkeamaleveys sallituissa rajoissa

## 2 ONTELOLAATASTON SUUNNITTELU

Ontelolaatta valitaan elementtisuunnittelu –sivulla olevista ontelolaattamitoituskäyrästä. Punosmäärät laattoihin mitoittaa elementtitoimittaja.

### 2.1 Ontelolaatasta rasittavat kuormat

täyttömaa  $h_{\text{täyttö}} \leq 300 \text{ mm}$

$$g_{k,\text{täyttö}} = h_{\text{täyttö}} \gamma_{G,k} = 5,4 \text{ kN/m}^2$$

Otetaan täytönkorkeuteen vielä lisätoleranssia, koska täyttökorkeudessa saattaa hyvin helposti tulla ylityksiä.

Valitaan mitoitukseen  $g_{k,\text{täyttö}} = 7,0 \text{ kN/m}^2$

kallustusbetoni  $h = 80 - 0 \text{ mm}$ , lasketaan neliökuorma keskiarvona  $h = 40 \text{ mm}$

$$g_{k,\text{pintabet}} = h_{\text{pintabet}} \gamma_{\text{betoni}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

hyötykuorma lumen ominaisarvo maassa  $S_k = 2,75 \text{ kN/m}^2$

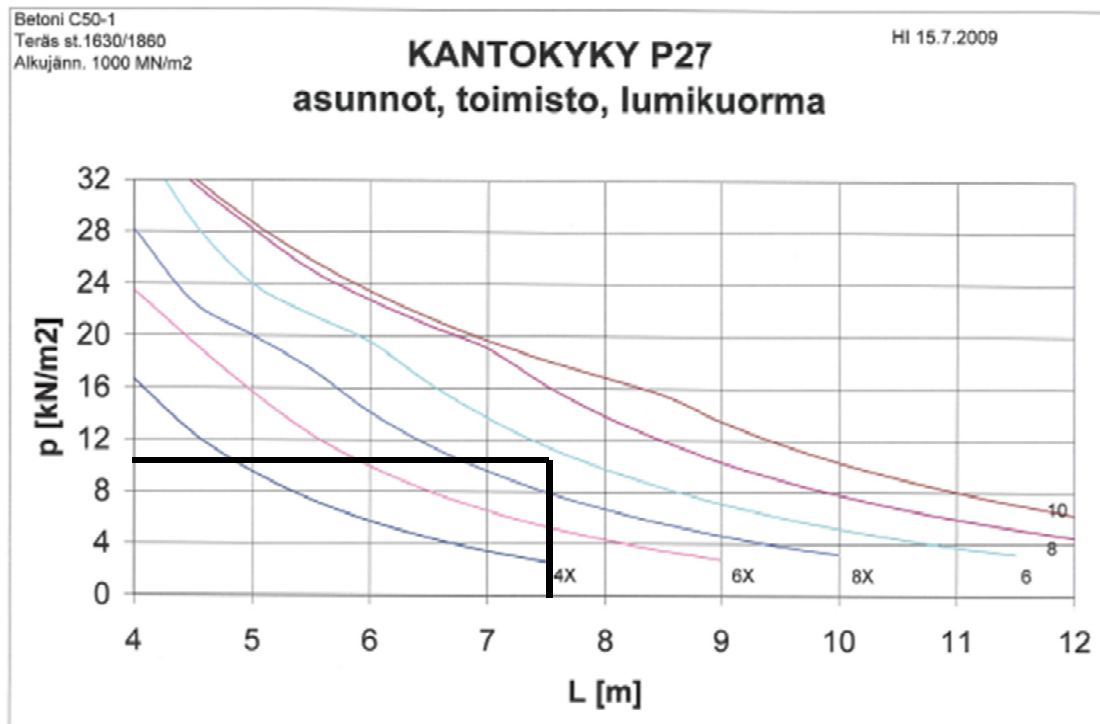
$$q_k = 2,75 \text{ kN/m}^2$$

pysyvien ja muuttuvien kuormien ominaisarvo ilman ontelolaatan omaa painoa

$$P_k = g_{k,\text{täyttö}} + g_{k,\text{pintabet}} + q_k = 10,75 \text{ kN/m}^2$$

ontelolaatan jänneväli on 7600 mm





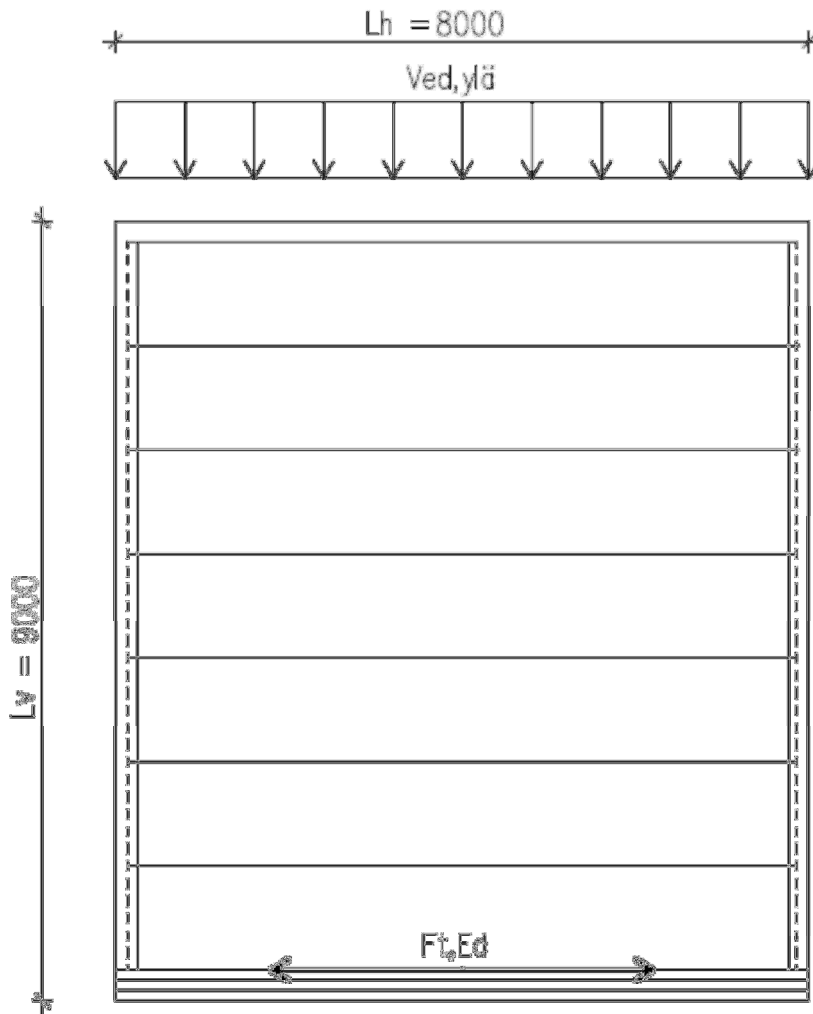
Valitaan ontelolaatta  $h = 265$  mm

Ontelolaatan omapaino saumattuna

$$g_{k,ont} = 3,8 \text{ kN/m}^2$$

## 2.2 Laataston rengasterästen mitoitus

Sivuseinien yläpäätukireaktio maanpaineesta on sama molemmilla puolilla, joten voimat kumoavat toisensa. Mitoitus tapahtuu päätyseinän yläpäähän kohdistuvalle voimalle.



$$V_{Ed,y\ddot{a}} = 27,4 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{V_{Ed,y\ddot{a}} L_h^2}{8} = 219,2 \text{ kNm}$$

$$z = 0,15 L_v (3 + L_h / L_v) = 5,25 \text{ m} \leq 0,75 L_v = 6,75 \text{ m} \quad \text{OK}$$

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z} = 41,8 \text{ kN}$$

$$A_{s,\text{rengas}} = \frac{F_{t,Ed}}{f_{yd}} = 96,1 \text{ mm}^2$$

→ Valitaan rengasteräkset 2 T10

### 3 ETUSEINÄN AUKKOPALKIT

Etuseinä rakennetaan eristemuottiharkosta, jonka leveys on 350 mm.

Tarkastellaan ovipalkille tulevan kuormituksen perusteella pystyykö ovipalkin tekemään muottiharkolla vai pitääkö ovipalkit tehdä teräsbetonipalkkina. Palkin mitoituksessa käytetään Lammin betonin suunnitteluohjeissa olevaa taulukkoa, jossa on kuormituksen ja palkin jännevälin mukainen kapasiteetti valmiiksi laskettuna Lammin omalle liittopalkkiratkaisulle, jossa muottiharkon pohjassa on u-teräsprofiili ja pystytapit leikkauskestävyyden varmistamiseksi.

#### 3.1.1 Kuormat

Lasketaan kuormat palkin sisäkuorelle.

Pääasiassa yläpohjaa rasittavat kuormat jakautuvat sivuseinille, lasketaan palkin mitoituksessa palkille yläpohjalta tuleva kuorma puolen metrin matkalta.

Aukon yläpuolelle jää kolme täyttä harkkoa, joten sisäkuoren palkin korkeus  $h = 600$  mm, harkon kuoren paksuus on 116 mm.

$$g_{k,palkki} = 0,116 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1,75 \text{ kN/m}$$

$$g_{k,täyttö} = 7,0 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,pintabet} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,ont} = 3,8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 2,75 \text{ kN/m}^2$$

$$g_k = 0,6 \text{ m} (g_{k,täyttö} + g_{k,pintabet} + g_{k,ont}) + g_{k,palkki} = 8,8 \text{ kN/m}$$

Palkin laskentakuorma

$$P_d = 1,15 g_k + 1,5 q_k = 14,2 \text{ kN/m}$$

Ohessa on Lammin Betonin suunnitteluohjeessa oleva aukkopalkkien mitoitustaulukko, jossa on jännevälin ja palkin korkeuden mukaisesti palkin kapasiteetti yhdelle harkkokuorelle.

Taulukko 12. Liittopalkin sallittu laskentakuorma  $q_u$  kN/m

Teräsprofiili S 355 J2G3 (Fe 52 D)

Tapit  $\phi$  16 k 250 tai 200 A 500 HW

L	$q_u$ kN/m		
	I	II	III
0.6	100	100	100
0.8	75	75	75
1.0	58	60	60
1.2	40	50	50
1.4	29	43	43
1.6	23	38	38
1.8	18	33	33
2.0	14	30	30
2.2	12	27	27
2.4	10	25	25
2.6	9	23	23
2.8	7	21	21
3.0	6	20	20
3.2	6	19	19
3.4	5	18	18
3.6	4	17	17
3.8	4	16	16
4.0	4	15	15
4.2	3	13	14
4.4	3	12	14
4.6		11	13
4.8		10	13
5.0		9	

Palkin aukkomitta  $L = 2400$  mm

Liittopalkille, jossa on päällekkäin kolme harkkokerrosta ja pohjassa u-teräsprofiili on taulukossa annettu palkin sallittu laskentakuorma yhdelle harkkokuorelle:

$$q_u = 25 \text{ kN/m} > P_d \text{ Ok}$$

## 4 ANTURAN MITOITUS

### 4.1 Lähtötiedot

- rasitusluokka XC3
- betonin lujuusluokka C25/30  $f_{cd} = 14,2 \text{ MPa}$
- raudoituksen lujuusluokka B500B  $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$
- betonipeite palkin sivuissa:  $c_{nom} = 30 \text{ mm}$   
pohjassa:  $c_{nom} = 50 \text{ mm}$

### 4.2 Kuormat

Yläpohjan kuormat

Pysyvät kuormat

- täyttömaa  $h_{täyttö} \leq 300 \text{ mm}$   $g_{täyttö} = 5,4 \text{ kN/m}^2$
  - kallistusbetoni  $h = 80 - 0 \text{ mm}$   $g_{pintabet} = 1,0 \text{ kN/m}^2$
  - ontelolaatta  $h=265$ , paino saumattuna  $g_{ont} = 3,8 \text{ kN/m}^2$
- $g_{k,yp} = 10,2 \text{ kN/m}^2$

Muuttuvat kuormat

- Lumikuorman ominaisarvo maassa  $q_k = 2,75 \text{ kN/m}^2$
- $q_{k,yp} = 2,75 \text{ kN/m}^2$

### Viivakuorma seinälle

Seinän omapaino, valuharkko 250 mm, paino valettuna  $5,5 \text{ kN/m}^2$

seinän korkeus  $h_{\text{seinä}} = 3600 \text{ mm}$

$$g_{k,\text{seinä}} = 5,5 \text{ kN/m}^2 \cdot h_{\text{seinä}} = 19,8 \text{ kN/m}$$

Arvioidaan anturan alustaviksi mitoiksi 250 x 800

$$g_{k,\text{antura}} = 0,25 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot \gamma_{\text{betoni}} = 5,0 \text{ kN/m}$$

Yläpohjan kuormitusleveys seinälle  $l_{yp} = 4,0 \text{ m}$

anturan päällä olevasta täyttömaasta aiheutuva kuorma, anturan ulokkeen leveys  $a = 275 \text{ mm}$

$$g_{k,\text{maa}} = 0,275 \text{ m} \cdot 4,0 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 19,8 \text{ kN/m}$$

$$P_k = l_{yp} (g_{k,yp} + q_{k,yp}) + g_{k,\text{seinä}} + g_{k,\text{antura}} + g_{k,\text{maa}} = 96,4 \text{ kN/m}$$

### 4.3 Pohjapaine

Pohjatutkimuksessa annettu geotekninen kantavuus sallituna kuormana, joten mitoitus ominaisarvoilla

$$P_{\text{sall}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

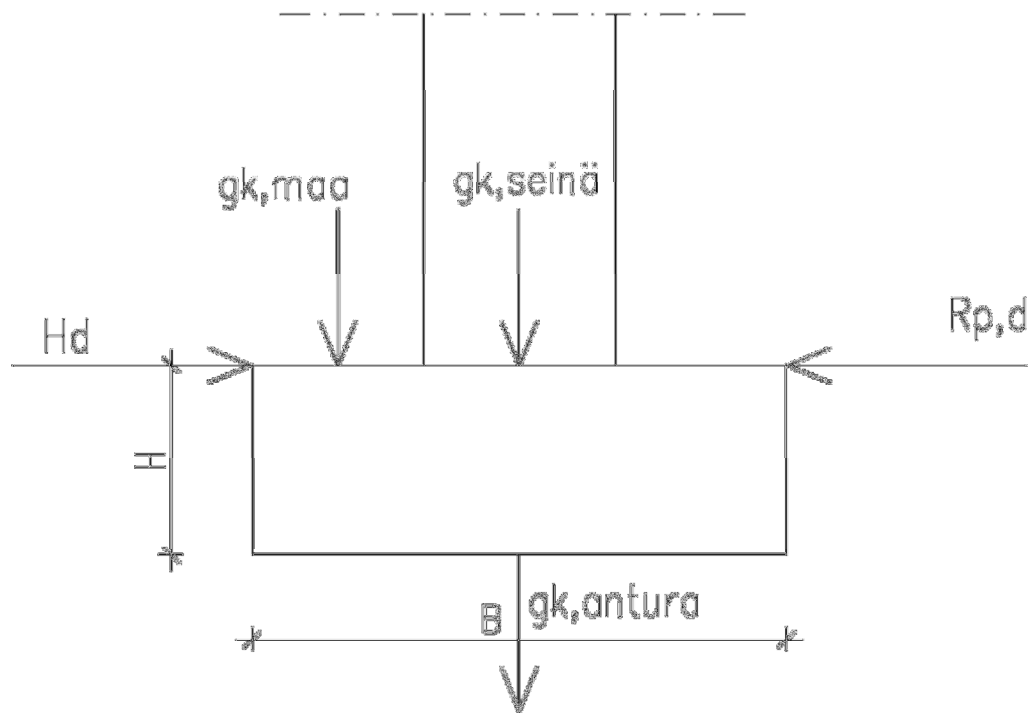
Kokeillaan anturan leveytenä  $B = 800 \text{ mm}$

$$\sigma = \frac{P_k}{B} = 121 \text{ kN/m}^2 < P_{\text{sall}}$$

### 4.4 Anturan liukumistarkastelu

#### 4.4.1 Takaseinän anturan liukumiskestävyys

Anturan liukumisen kannalta kriittisin paikka on rakennuksen takaseinä, missä anturaa ei kuormita laatastori kuorma



Liukumiskestävyysmitoitusehto

$$H_d \leq R_d + R_{p,d}$$

$H_d$  = seinän alapään tukireaktio

$$H_d = 54,8 \text{ kN/m}$$

Liukumiskestävyysmitoitusarvo

$$R_d = \frac{V'_d \tan \varphi_k}{\gamma_{R,h}}$$

$R_{p,d}$  = perustusten sivuun kohdistuvasta maanpaineesta aiheutuvan vastustavan voiman mitoitusarvo, jota ei huomioida tässä laskennassa

Pystykuormien mitoitusarvo

$$V'_d = V'_k$$

$$V'_d = g_{k,seinä} + g_{k,antura} + g_{k,maa} = 44,6 \text{ kN/m}$$

Liukumiskestävyyden osavarmuusluku

$$\gamma_{R,h} = 1,1$$

$$R_d = \frac{V'_d \tan \varphi_k}{\gamma_{R,h}} = 25,34 \text{ kN/m}$$

$$H_d > R_d$$

Mitoitetaan anturan palkkina kuormien erotuksesta jäävälle vaakavoimalle

$$N_{d,pääty} = H_d - R_d = 29,5 \text{ kN/m}$$

#### 4.4.2 Sivuseinän anturan liukumiskestävyys

Sivuseinällä tarkasteluun voidaan ottaa laataston omapaino ilman yläpohjalaatan päälle tulevan täyttömaan painoa

$$V'_d = l_{yp} (g_{k,pintabet} + g_{k,ont}) + g_{k,seinä} + g_{k,antura} + g_{k,maa} = 63,8 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{V'_d \tan \varphi_k}{\gamma_{R,h}} = 36,24 \text{ kN/m}$$

$$H_d > R_d$$

$$N_{d,sivu} = H_d - R_d = 18,6 \text{ kN/m}$$

Erotuksesta jäävä vaakavoima täytyy mitoittaa anturalle

#### 4.5 Taivutusmitoitus vaakavoimalle



#### 4.5.1 Päätyseinän antura

$$N_{d,pääty} = 29,5 \text{ kN/m}$$

Takaseinän anturan jänneväli  $l_x = 7750 \text{ mm}$

$$M_{ed,pääty} = \frac{N_{d,pääty} l_x^2}{8} = 221,5 \text{ kNm}$$

Alustavat anturan mitat  $H = 250$ ,  $B = 800$

Raudoituksen tehollinen korkeus, jos tangot sijoitetaan yhteen riviin

Arvioidaan  $\Phi_{pt} = 16 \text{ mm}$

$$\Phi_{haka} = 8 \text{ mm}$$

$$d = B - c_{nom} - \Phi_{haka} - \frac{1}{2} \Phi_{pt} = 754 \text{ mm}$$

Suhteellinen momentti

$$\mu = \frac{M_{Ed,pääty}}{b d^2 f_{cd}} = 0,1097$$

Puristuspinnan suhteellinen korkeus

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,1165$$

Tarkistetaan raudoituksen myötääminen betonin puristuspinnan saavuttaessa murtotilan

$$\beta_{bd} = \lambda \frac{-\varepsilon_{cu}}{-\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0,493 \quad \lambda = 0,8$$

$$\beta < \beta_{bd}$$

→ Raudoitus on myödessä

Mekaaninen raudoitussuhde

$$\omega = \beta$$

Vaadittu raudoituspinta-ala

$$A_{s,vaad} = \omega b d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 760 \frac{mm^2}{m}$$

Valitaan päätyanturaan vetorausdoitus 4 T16

#### 4.5.2 Sivuseinän antura

$$N_{d,sivu} = 18,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Anturan jänneväli } l_{sivu} = 8700 \text{ mm}$$

$$M_{Ed,sivu} = \frac{N_{d,sivu} l_{sivu}^2}{8} = 176,0 \text{ kNm}$$

Suhteellinen momentti

$$\mu = \frac{M_{Ed,sivu}}{b d^2 f_{cd}} = 0,0872$$

Puristuspinnan suhteellinen korkeus

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,0914$$

Tarkistetaan raudoituksen myötääminen betonin puristuspinnan saavuttaessa murtotilan

$$\beta_{bd} = \lambda \frac{-\varepsilon_{cu}}{-\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0,493 \qquad \lambda = 0,8$$

$$\beta < \beta_{bd}$$

→ Raudoitus on myödessä

Mekaaninen raudoitussuhde

$$\omega = \beta$$

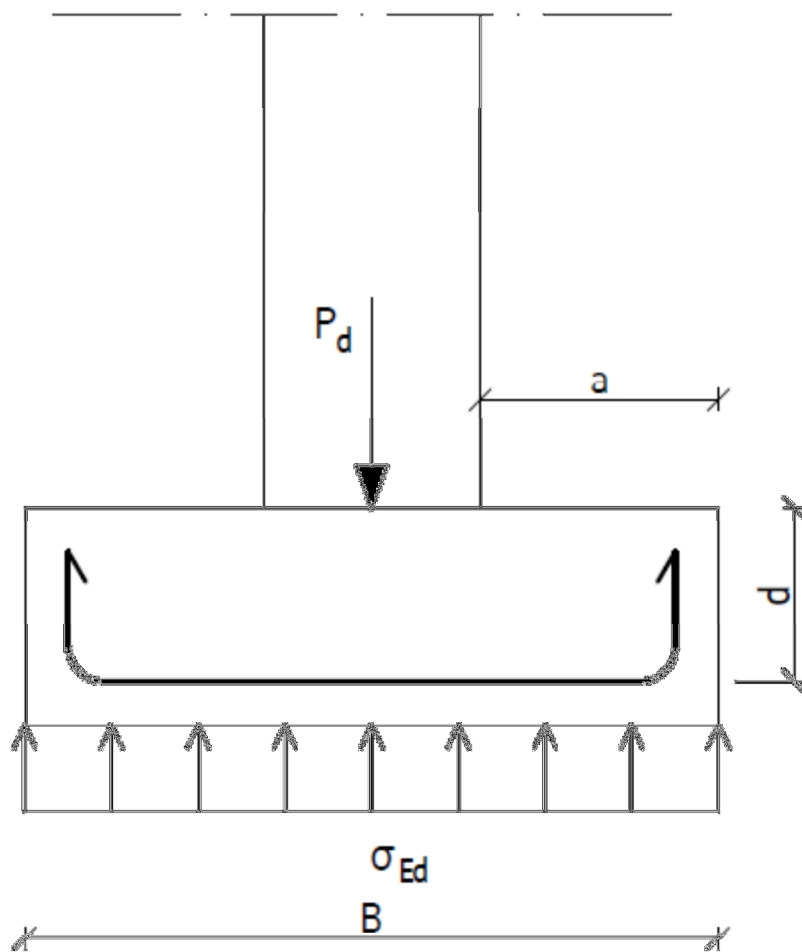
Vaadittu raudoituspinta-ala

$$A_{s,vaad} = \omega b d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 562,3 \text{ mm}^2$$

Valitaan sivuseinän anturaan vetoraudoitus 3 T16

#### 4.6 Pohjapaineesta aiheutuvan taivutuksen mitoitus

Lasketaan pohjapaineen murtorajatilan mukainen arvo tarvittavan taivutusraudoituksen laskemiseksi



$$P_d = \max \{ 1,35 K_{FI} ( l_{yp} g_{k,yp} + g_{k,seinä} + g_{k,antura} + g_{k,maa} );$$

$$1,15 K_{FI} ( l_{yp} g_{k,yp} + g_{k,seinä} + g_{k,antura} + g_{k,maa} ) + 1,5 K_{FI} l_{yp} q_{k,yp} \}$$

$$1,35 K_{FI} ( l_{yp} g_{k,yp} + g_{k,seinä} + g_{k,antura} + g_{k,maa} ) = 115,3 \text{ kN/m}$$

$$1,15 K_{FI} ( l_{yp} g_{k,yp} + g_{k,seinä} + g_{k,antura} + g_{k,maa} ) + 1,5 K_{FI} l_{yp} q_{k,yp} = 114,7 \text{ kN/m}$$

$$P_d = 115,3 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{Ed} = \frac{P_d}{B} = 144,1 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_{Ed} a^2}{2} = 5,45 \text{ kNm/m}$$

raudoituksen tehollinen korkeus

$$d = h - c_{\text{nom}} - \frac{1}{2} \Phi = 196$$

Valitaan  $d = 190$

Taivutusmitoitus:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{d^2 f_{cd}} = 0,0106$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,0107$$

$$\omega = \beta$$

$$A_{s,vaad} = \omega d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 66,4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Vaadittava raudoituspinta-ala on on hyvin pieni. Anturaan asennetaan alapintaan lenkit T8 k300, jotta saadaan liukumistarkastelussa mitoitettu vetoraudoitus asennettua ja pidettyä valun aikana oikeassa paikassa.

Pohjapaineiden osalta anturan leveydessä on ylimääräistä varmuutta, mutta maanpaineesta aiheutuvan liukumisen estämiseksi anturan mitoittaminen vaakavoimalle määrää anturan leveyden. Anturan korkeudeksi joudutaan valitsemaan  $H = 250 \text{ mm}$ , että saadaan liukumistarkastelussa mitoitettu vetoraudoitus mahtumaan yhteen riviin.

Valitaan anturan mitoiksi leveys  $B = 800$  ja korkeus  $H = 250$

# AUTOTALLI KIRJATANKKI RAKENNELASKELMAT

---

PAIKALLA VALETTAVAT RAKENTEET

**SISÄLTÖ**

1	RAKENNEKOKONAISUUDEN ESITTELY.....	5
2	MATERIAALILUJUUDET JA RASITUSLUOKAT .....	6
3	LAATAN MITOITUS .....	8
3.1	Kuormien määrittäminen .....	9
3.2	Laatan alustava mitoitus.....	9
3.3	Murtorajatilan kuormitusyhdistelmät.....	11
3.4	Taivutusmitoitus .....	13
3.5	Laatan leikkausmitoitus .....	14
4	LAATTAPALKIN MITOITUS KAKSIAUKKOISENA .....	16
4.1	Lähtötiedot .....	16
4.2	Kuormat ja rasitukset.....	16
4.3	Alustava mitoitus .....	17
4.4	Poikkileikkausarvot.....	18
4.4.1	Raudoituksen tehollinen korkeus.....	18
4.4.2	Puristuslaatan tehollinen leveys.....	18
4.5	Taivutusmitoitus .....	19
4.5.1	Mitoitus kentässä .....	19
4.5.2	Mitoitus keskituella.....	20
4.6	Pääraudoituksen ankkurointi .....	21
4.7	Leikkausmitoitus.....	23
4.8	TAIPUMA .....	25
4.8.1	Käyttörajatilan mitoituskuormat.....	26
4.8.2	Jännitysten tarkistaminen .....	31
4.8.3	Taipuman laskeminen.....	32
4.9	Halkeamaleveyden laskenta .....	35
5	LAATTAPALKIN MITOITUS YKSIAUKKOISENA .....	40

5.1	Lähtötiedot .....	40
5.2	Kuormat ja rasitukset.....	40
5.3	Alustava mitoitus .....	41
5.4	Poikkileikkausarvot.....	41
5.4.1	Raudoituksen tehollinen korkeus.....	41
5.4.2	Puristuslaatan tehollinen leveys.....	42
5.5	Taivutusmitoitus .....	42
5.6	Pääraudoituksen ankkurointi .....	44
5.7	Leikkausmitoitus.....	45
5.8	TAIPUMA .....	48
5.8.1	Käyttörajan mitoituskuormat.....	48
5.8.2	Jännitysten tarkistaminen .....	54
5.8.3	Taipuman laskeminen.....	55
5.9	HALKEAMALEVEYDEN TARKISTUS.....	57
6	MAANPAINESINÄ .....	62
6.1.1	Lähtötiedot.....	62
6.1.2	Lujuuksien mitoitusarvot .....	62
6.1.3	Betonipeitteen paksuus .....	62
6.1.4	Taivutusmitoitus.....	63
6.1.5	Leikkausmitoitus, anturan ja seinän liitos.....	65
7	TUKIMUURIEN MITOITUS .....	67
7.1	Lähtötiedot .....	67
7.2	Geotekninen mitoitus.....	67
7.2.1	Geotekninen kantavuus .....	69
7.2.2	Anturan liukumiskestävyys .....	70
7.3	Maanpaineiden mitoitusarvot ja rasitukset betonirakenteiden mitoitukseen.....	72



7.4	Betonirakenteiden mitoitus .....	74
	Lujuudet .....	74
7.4.1	Betonipeitteen paksuus .....	75
7.4.2	Taivutusmitoitus.....	76
7.4.3	Leikkausmitoitus .....	76
7.4.4	Halkeamaleveyden laskenta.....	78
7.5	Poikittaisseinän mitoitus .....	81
7.5.1	Seinän taivutusmitoitus.....	83
7.5.2	Vetovoiman siirto autotallin seinäanturalle.....	84

## **1 RAKENNEKOKONAISUUDEN ESITTELY**

Tässä laskelmassa mitoitetaan paikalla valettavat rakenteet. Vaihtoehtoisena ratkaisuna ontelolaatastolle mitoitetaan yläpohjan kantavana rakenteena teräsbetoni-laatta, jonka keskellä on laattapalkki pitkien jänneväliden takia. Laattapalkki mitoitetaan sekä yksi-, että kaksiaukkoisena vaihtoehtona. Muottiharkolle vaihtoehtoisena rakenteena mitoitetaan paikalla valettava, vanerimuoteilla toteutettava teräsbetoniseinä.

## 2 MATERIAALILUJUUDET JA RASITUSLUOKAT

Yläpohjan betonirakenteet ovat kuivassa sisätilassa ja kuuluvat rasitusluokkaan XC1. Anturat ja maanpaineseinät kuuluvat rasitusluokkaan XC2. Tukimuurien rasitusluokat ovat XC4, XF1.

Kaikki rakennuksen betonirakenteet mitoitetaan lujuusluokan C25/30 –betonille, lukuun ottamatta tukimuureja, jotka vaativat rasitusluokkansa mukaisesti C30/37 –betonin.

Raudoituksena käytetään harjaterästä, jonka laatu on B500B

Rakennuksen seuraamusluokka on CC2,  $K_{FI} = 1,0$

materiaaliosavarmuuskerroin betonille

$$\gamma_c = 1,5$$

materiaaliosavarmuuskerroin raudoitukselle

$$\gamma_s = 1,15$$

### **Betoni C25/30**

Betonin puristuslujuuden ominaisarvo

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Betonin puristuslujuuden mitoitussarvo

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

betonin vetolujuuden ominaisarvo

$$f_{ctk,0,05} = 1,8 \text{ MPa}$$

betonin vetolujuuden mitoitusarvo

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ct} = 1,0$$

betonin puristuslujuuden keskiarvo

$$f_{cm} = 33 \text{ MPa}$$

betonin vetolujuuden keskiarvo

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$$

raudoituksen vetolujuuden ominaisarvo

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

raudoituksen vetolujuuden mitoitusarvo

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,8 \text{ MPa}$$

betonin kimmokerroin

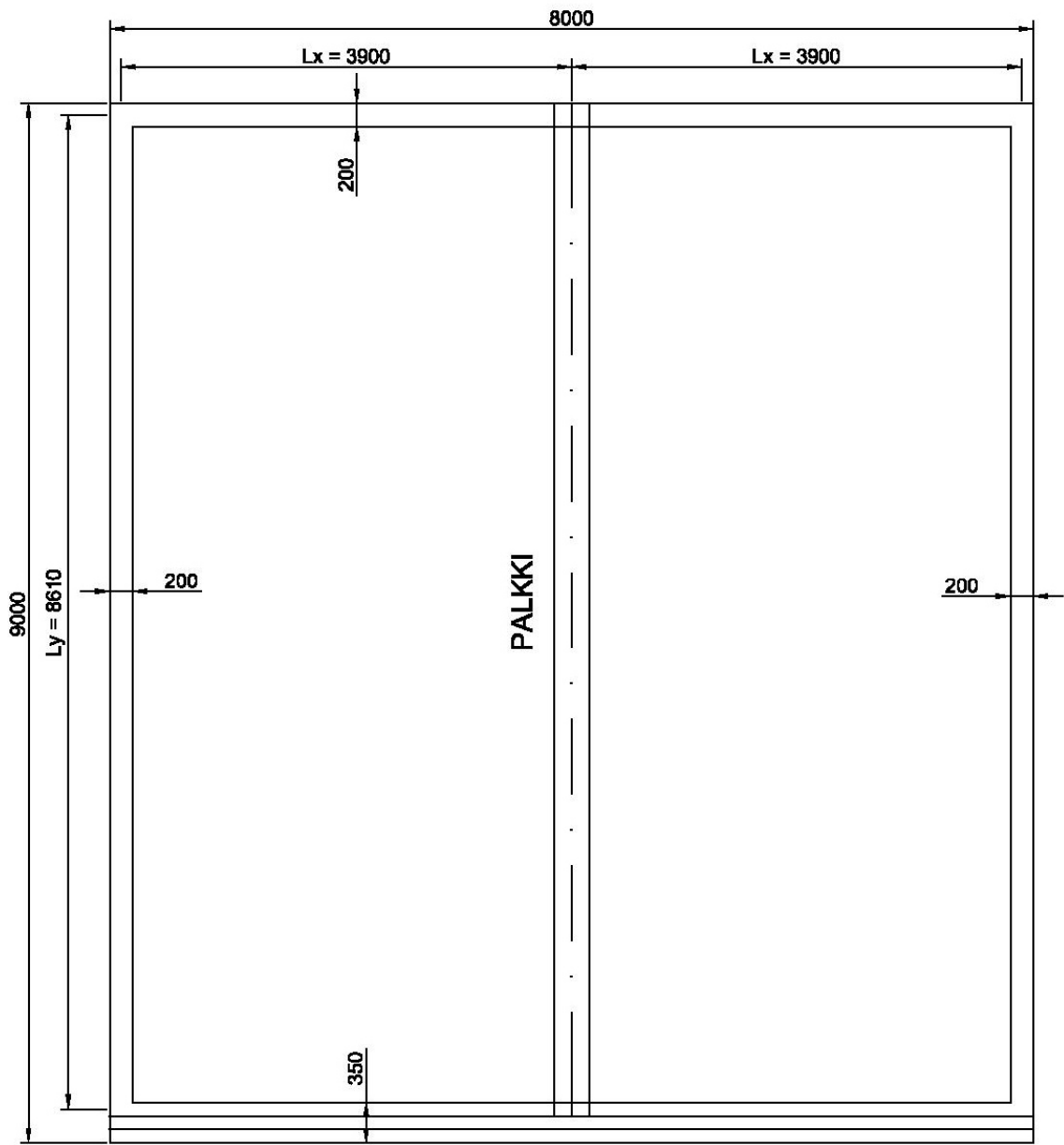
$$E_{cm} = 31\,000 \text{ MPa}$$

Betoniteräksen kimmokerroin

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

.

3 LAATAN MITOITUS



### 3.1 Kuormien määrittäminen

- täyttömaa (laskussa  $h_{\text{täyttö}} = 390 \text{ mm}$ )  $g_{k,\text{täyttö}} = 7,0 \text{ kN/m}^2$
- Lumikuorman ominaisarvo maassa  $q_k = 2,75 \text{ kN/m}^2$

### 3.2 Laatan alustava mitoitus

Paksuuden arviointi

$$h = \frac{L_x}{25} = 160 \text{ mm}$$

Laattaan tehdään keskeltä reunoille viettävät kaadot. Valitaan laatan paksuudeksi keskellä  $h_k = 240 \text{ mm}$  ja reunalla  $h_r = 160 \text{ mm}$ . Käytetään mitoituksessa laatan paksuutena keskimääräistä korkeutta  $h = 200 \text{ mm}$

$$g_{k,\text{laatta}} = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

omat painot yhteensä

$$g_k = g_{k,\text{laatta}} + g_{k,\text{täyttö}} = 12,0 \text{ kN/m}^2$$

#### Kuormien mitoitusarvo

$$P_d = \max(1,35 K_{FI} g_k; 1,15 K_{FI} g_k + 1,5 K_{FI} q_k)$$

$$1,35 K_{FI} g_k = 16,20 \text{ kN/m}^2$$

$$1,15 K_{FI} g_k + 1,5 K_{FI} q_k = 17,93 \text{ kN/m}^2$$

$$P_d = 18,0 \text{ kN/m}^2$$

Arvio taivutusmomentista

$$M_{Ed} = \frac{P_d L^2}{8} = 34,2 \text{ kNm}$$

Tarkistetaan täyttääkö raudoituksen tehollinen korkeus seuraavaa ehtoa

$$d \geq 3 \sqrt{\frac{M_{Ed}}{f_{cd}}}$$

$$f_{cd} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$3 \sqrt{\frac{M_{Ed}}{f_{cd}}} = 134,0 \text{ mm}$$

$$h \geq d + c_{nom} + \frac{1}{2} \Phi_{pt}$$

$$\text{Oletetaan } \Phi_{pt} = 10 \text{ mm}$$

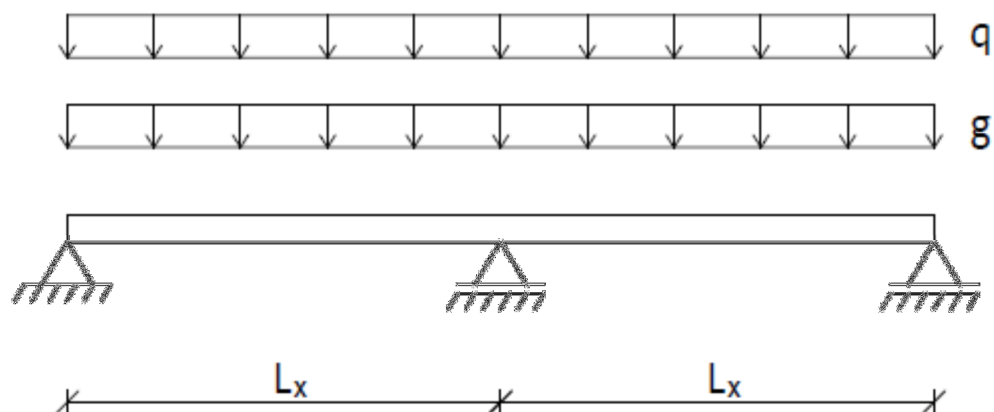
$$d + c_{nom} + \frac{1}{2} \Phi_{pt} = 170 \text{ mm}$$

Ehto toteutuu → OK

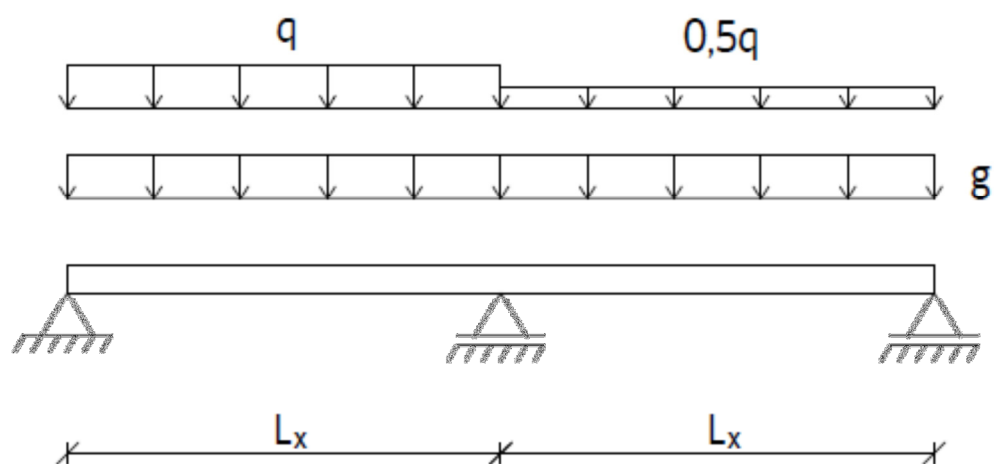
Laatta mitoitetaan yhteen suuntaan kantavana 2-aukkoisena laattana

### 3.3 Murtorajatilan kuormitusyhdistelmät

#### KT1



#### KT2



#### KT1

$$P_d = K_{FI}(1,15g_k + 1,5q_k) = 18,0 \text{ kN/m}^2$$

#### KT2

Toisessa aukossa:  $P_d = K_{FI}(1,15g_k + 1,5q_k) = 18,0 \text{ kN/m}^2$



ja toisessa aukossa:  $P_d = K_{FI}(1,15g_k + 1,5 \cdot 0,5 q_k) = 15,9 \text{ kN/m}^2$

Rasitukset on laskettu QSE-ohjelmalla ja tuloksiksi on saatu

### KT1

$$M_{Ed,kenttä} = 19,3 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed,tuki} = 34,2 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$V_{Ed} = 43,9 \text{ kN/m}$$

### KT2

$$M_{Ed,kenttä} = 20,0 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed,tuki} = 32,2 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$V_{Ed} = 43,4 \text{ kN/m}$$

Pysyvien kuormien osuus kokonaiskuormituksesta on hyvin suuri, joten merkittäviä eroja ei kuormitustapauksien välillä ole. Ei suoriteta tässä tapauksessa kenttä- ja tukimomenttien tasauksia vaan mitoitetään rakenneosat suoraan saaduille rasituksille.

### Mitoittavat rasitukset:

Kenttäraudoitus mitoitetään momentille

$$M_{Ed,kenttä} = 20,0 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

ja tuen rauditus momentille

$$M_{Ed,tuki} = 34,2 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

### 3.4 Taivutusmitoitus

Mitoitusehto:

Taivutusmurtorajatilassa rauditus myötää betonin puristuspinnan saavuttaessa murtotilan.

Laatta mitoitetaan 2-aukkoisena yhteen suuntaan kantavana laattana, koska

$$\text{sivusuhte } \frac{L_y}{L_x} > 2$$

Taivutusmitoitus suoritetaan laattassa yhden metrin kaistalle.

**Kenttä:**

$$M_{Ed, \text{ kenttä}} = 20,0 \text{ kNm/m}$$

$$\text{arvioidaan } \Phi_{pt} = 10 \text{ mm}$$

Raudoituksen tehollinen korkeus

$$d = h_f - c_{nom} - \frac{1}{2} \Phi_{pt} = 165 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} d^2} = 0,0517$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,0531$$

$$\beta < \beta_{bd}$$

→ rauditus myötää betonin puristuspinnan saavuttaessa murtotilan

$$\omega = \beta$$

$$A_{s, \text{vaad}} = \omega d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 286 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s, \text{min}} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} d = 221 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s, \text{vaad, kenttä}} = 286 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\Phi_{pt} = 10 \text{ mm} \qquad A_{s1} = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$k = 270 \text{ mm}$$

Valitaan T10 k200

**Tuki:**

$$M_{Ed,tuki} = 34,2 \text{ kNm/m}$$

$$d = 165 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd}d^2} = 0,0885$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,0928$$

$$\beta < \beta_{bd}$$

→ raudoitus myötää ennen kuin betonin puristuspinna saavuttaa murtotilan

$$\omega = \beta$$

$$A_{s,vaad} = \omega d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 500 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} d = 249 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,vaad,tuki} = 500 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\Phi_{pt} = 10 \text{ mm} \quad A_{s1} = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$k = 157 \text{ mm}$$

Valitaan T10 k150

### 3.5 Laatan leikkausmitoitus

Leikkausmitoitus suoritetaan keskituella vaikuttavalle leikkausvoimalle

$$V_{Ed} = 87,8 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c} = \left[ c_{Rd,c} k \left( 100 \rho_L \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{\frac{1}{3}} \right] d$$

$$c_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \text{ MPa} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$k = \min \left\{ 2,0; 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right\} = 2,0$$

$$A_{sl} = 785 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\rho_L = \frac{A_{sl}}{d} = 4,617 \cdot 10^{-3}$$

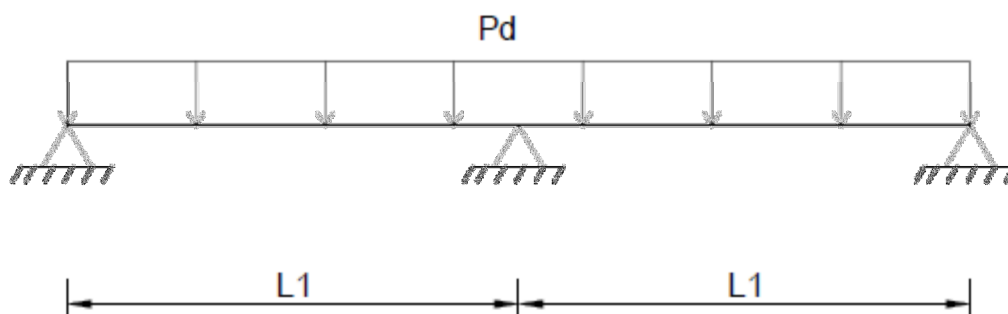
$$V_{Rd,c} = 127 \text{ kN} > V_{Ed} \quad \text{OK}$$

## 4 LAATTAPALKIN MITOITUS KAKSIAUKKOISENA

### 4.1 Lähtötiedot

- palkin jännemitat  $L_1 = 4305 \text{ mm}$
- betoni C25/30-2
- raudoitus B500B
- Rasitusluokka XC1
- betonipeite  $c_{\text{nom}} = 30 \text{ mm}$
- laatan paksuus  $h_f = 240-200$   
valitaan mitoitukseen laatan paksuudeksi  $h_f = 220 \text{ mm}$

Rakennemalli



### 4.2 Kuormat ja rasitukset

Palkkia kuormittaa laatta, täyttömaa, palkin omapaino sekä hyötykuormana lumikuorma.

Laatan keskituen tukireaktio on 89,1 kN/m, johon lisätään laatan alle tulevan palkin arvioitu paino. Oletetaan palkin korkeudeksi 500 mm ja leveydeksi 250 mm, jolloin laatan alapuolelle tulevan palkin osan paino on:

$$g_{d,palkki} = 1,15 \gamma_{bet} b_w (h - h_f) = 1,9 \text{ kN/m}$$

$$P_d = 89,1 \text{ kN/m} + 1,6 \text{ kN/m} = 91,0 \text{ kN/m}$$

Palkin rasitukset on laskettu QSE-ohjelmalla ja tuloksiksi on saatu:

Taivutusmomentin mitoitusarvo kentässä

$$M_{Ed,kenttä} = 119 \text{ kNm}$$

Taivutusmomentin mitoitusarvo keskituella

$$M_{Ed,tuki} = 212 \text{ kNm}$$

Leikkausvoiman mitoitusarvo reunatuella

$$V_{Ed,1} = 147 \text{ kN}$$

Leikkausvoiman mitoitusarvo keskituella

$$V_{Ed,2} = 246 \text{ kN}$$

### 4.3 Alustava mitoitus

Arvioidaan palkin poikkileikkauksen mittoja

Palkin korkeutta arvioidaan kaavasta

$$h_{\min} = 70 \text{ mm} \left( \frac{M_{Ed,tuki}}{\text{kNm}} \right)^{1/3} = 417 \text{ mm}$$

$$h_{\max} = 100 \text{ mm} \left( \frac{M_{Ed,tuki}}{\text{kNm}} \right)^{1/3} = 596 \text{ mm}$$

#### 4.4 Poikkileikkausarvot

Valitaan alustavan mitoituksen perusteella palkin mitoiksi

$$h = 500 \text{ mm ja } b_w = 250 \text{ mm}$$

##### 4.4.1 Raudituksen tehollinen korkeus

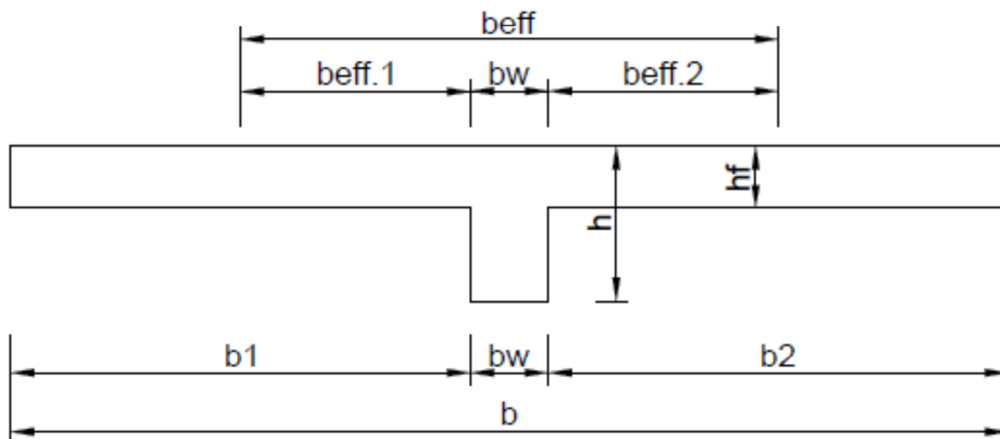
Oletetaan päätangon paksuudeksi  $\Phi_{pt} = 16 \text{ mm}$  ja haan paksuudeksi  $\Phi_h = 8 \text{ mm}$

betonipeitteen paksuus  $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

$$d = h - c_{nom} - \Phi_h - \frac{1}{2}\Phi_{pt} = 454 \text{ mm}$$

Valitaan teholliseksi korkeudeksi  $d = 450 \text{ mm}$

##### 4.4.2 Puristuslaatan tehollinen leveys



$$b_1 = b_2 = \frac{b - b_w}{2} = 1825 \text{ mm}$$

$$b_w = 250 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$L_0 = 0,85L_1 = 3659 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff},1} = \max \{0,2b_1 + 0,1L_0; 0,2L_0; b_1\}$$

$$0,2b_1 + 0,1L_0 = 731 \text{ mm}$$

$$0,2L_0 = 732 \text{ mm}$$

$$b_1 = 1825 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff},1} = b_{\text{eff},2} = 731 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} = b_{\text{eff},1} + b_{\text{eff},2} + b_w = 1712 \text{ mm}$$

## 4.5 Taivutusmitoitus

### 4.5.1 Mitoitus kentässä

$$M_{\text{Ed},\text{kenttä}} = 119 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{Ed}}}{f_{\text{cd}} b_{\text{eff}} d^2} = 0,0202$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,0204$$

Tarkistetaan puristusvyöhykkeen korkeus  $y$

$$y = \beta d = 9,2 \text{ mm}$$

$$y < h_f$$

puristusvyöhykkeen korkeus pienempi kuin laatan paksuus

→ mitoitus tapahtuu suorakaidepoikkileikkaukselle, jonka leveys  $b_{\text{eff}}$

$$\beta < \beta_{\text{bd}}$$

→ Rauditus myötää ennen kuin betonin puristusvyöhyke saavuttaa murtotilan

$$\omega = \beta$$



$$A_{s,vaad} = \omega b_{eff} d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 614 \text{ mm}^2$$

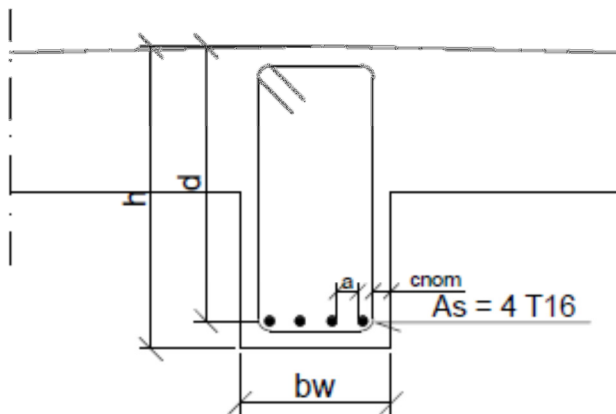
$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w d; 0,0013 b_w d \right\}$$

$$0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w d = 167 \text{ mm}^2$$

$$0,0013 b_w d = 146 \text{ mm}^2$$

→ Valitaan 4 T 16,  $A_{s,tot} = 804 \text{ mm}^2$

Tarkistetaan, että vetorauditus mahtuu poikkileikkaukseen



Tankojen vapaan välin oltava vähintään:

$$a = \max \{ \Phi_{pt}; 20 \text{ mm} \} = 20 \text{ mm}$$

Palkin leveyden oltava vähintään

$$b_{vaad} = 2(c_{nom} + \Phi_h) + 4\Phi_{pt} + 3a = 200 \text{ mm}$$

$$b_w > b_{vaad}$$

#### 4.5.2 Mitoitus keskituella

$$M_{Ed,tuki} = 212 \text{ kNm}$$

Tuella palkin puristuspuolen leveys on  $b_w$ , mitoitus tapahtuu suorakaidepoikkileikkaukselle, jonka leveys on  $b_w = 250 \text{ mm}$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b_w d^2} = 0,2463$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,2877$$

$$\beta < \beta_{bd}$$

$$\omega = \beta$$

$$A_{s,vaad} = \omega b_w d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1265 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow \text{Valitaan 8 T16, } A_{s,tot} = 1608 \text{ mm}^2$$

Teräkset sijoitetaan laattaan palkin molemmin puolin 4 T16

#### 4.6 Pääraudoituksen ankkurointi

Kriittisin kohta on pääraudoituksen ankkurointi reunatuella

Valitaan pystyhakojen suuntakulmaksi  $\alpha = 90^\circ$  ja puristussauvan kaltevuudeksi  $\theta = 45^\circ$ .

reunatuella ankkuroitava voima

$$F_{Ed} = 0,5 V_{Ed,1} (\cot \theta - \cot \alpha) = 74 \text{ kN}$$

Tuelle tuodaan kentän vetoraudoitus täytenä

$$A_{st} = A_{s,tot} = 804 \text{ mm}^2$$

Tartuntaolosuhteet huomioon ottavat kertoimet

Tässä tapauksessa tartunnan kannalta hyvät olosuhteet, koska teräkset alapinnassa valusuuntaan nähden.

$$\eta_1 = 1,0$$

$$\eta_2 = 1,0$$

Harjatankojen tartuntalujuuden mitoitusarvo murtorajatilassa

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,7 \text{ MPa}$$

Ankkurointipituuden perusarvo

$$l_{b,rqd} = \frac{\Phi_{pt}}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 137 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{A_{st}} = 92,0 \text{ N/mm}^2$$

Ei huomioida ankkurointipituuteen vaikuttavia pienennyskertoimia

$$l_{bd} = l_{b,rqd} = 137 \text{ mm}$$

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo

$$l_{b,min} = \max \{ 0,3l_{b,rqd}; 15\Phi; 100 \text{ mm} \}$$

$$0,3l_{b,rqd} = 41 \text{ mm}$$

$$10\Phi = 240 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = 240 \text{ mm}$$

$$\rightarrow l_{bd} = 240 \text{ mm}$$

Tuen leveys 115 mm

$$l_b = 115 \text{ mm} - 30 \text{ mm} = 85 \text{ mm}$$

Tuen leveys ei riitä raudoituksen vaatimalle ankkurointi pituudelle

→ Asennetaan lenkit palkin päihin joilla varmistetaan raudoituksen ankkuroituminen

#### 4.7 Leikkausmitoitus

Palkki mitoitetaan leikkausraudoitettuna. Mitoitetaan leikkausraudoitus vyöhykkeinä vallitsevan leikkausvoiman mukaan palkin reuna-alueille ja keskialueelle.

Tehollinen korkeus  $d = 450 \text{ mm}$

Pystyhakojen suuntakulma  $\alpha = 90^\circ$

Puristussauvojen kaltevuus  $\theta = 45^\circ$

Valitaan haat T8 kaksileikkeisinä

$\Phi_h = 8 \text{ mm}$

$n_h = 2$

#### Leikkausraudoituksen vähimmäismäärä

Leikkausraudoituksen pinta-ala

$$A_{sw} = n_h \pi \left(\frac{\Phi_h}{2}\right)^2 = 100,5 \text{ mm}^2$$

hakojen väli

$$s = \frac{A_{sw}}{0,08 b_w \sin \alpha} \cdot \frac{f_{yk}}{MPa} \cdot \sqrt{\frac{MPa}{f_{cd}}} = 609 \text{ mm}$$

hakojen maksimiväli

$$0,7 d = 315 \text{ mm}$$

Valitaan vähimmäisraudoitukseksi haat T8 k300

#### Vähimmäisleikkausraudoituksen ottama leikkausvoima

$$z = 0,9 d = 405 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) = 59 \text{ kN}$$

Vähimmäisraudoituksen kapasiteetti on hyvin pieni tämän palkin leikkausrasituksille → käytetään suurempaa raudoitusmäärää

### Leikkauskestävyyden maksimiarvo

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 \frac{f_{cd}}{\cot \theta \tan \theta}$$

Lujuuden pienennys kerroin

$$v_1 = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0,54$$

Poikkileikkauksessa vaikuttavan puristusjännityksen huomioon ottava kerroin jännittämättömälle rakenteelle

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

Sisäinen momenttivarsi

$$z = 0,9 d = 405 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,max} = 456 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{Ed} = 246 \text{ kN}$$

### Leikkausraudoituksen mitoitus

Palkin hakaraudoitus mitoitetaan jakamalla palkki vyöhykkeisiin ja mitoitus tapahtuu vallitsevan vyöhykkeen leikkausvoiman maksimiarvolle.

### Reuna-alueet 0 - 0,5 m

$$V_{Ed,1} = V_{Ed}(0) = 148 \text{ kN}$$

haat T8 kaksileikkeisinä

hakavälin maksimiarvo

$$s = \frac{A_{swz} f_{ywd}}{V_{Ed(0)}} = 119 \text{ m}$$

→ Valitaan haat T8 k100

### **Alue 0,5 – 2,5 m**

$$V_{Ed}(0,5\text{m}) = 148 \text{ kN} - 0,5 \text{ m} \cdot 91 \text{ kN/m} = 103 \text{ kN}$$

$$s = \frac{A_{swz} f_{ywd}}{V_{Ed}(0,5\text{m})} = 171 \text{ m}$$

→ Valitaan haat T8 k150

### **Alue 2,5 – 3,5 m**

$$V_{Ed}(3,5\text{m}) = 148 \text{ kN} - 3,5 \text{ m} \cdot 91 \text{ kN/m} = 171 \text{ kN}$$

$$s = \frac{A_{swz} f_{ywd}}{V_{Ed}(3,5\text{m})} = 103 \text{ m}$$

→ Valitaan haat T8 k100

### **Keskialue 3,5 – 5,11 m**

$$V_{Ed,2} = 246 \text{ kN}$$

haat T8 kaksileikkeisinä

$$s = \frac{A_{swz} f_{ywd}}{V_{E,2}} = 71 \text{ mm}$$

→ Valitaan haat T8 k50

## **4.8 TAIPUMA**

- |                                     |                                    |
|-------------------------------------|------------------------------------|
| - jännemitta                        | $L = 4305 \text{ mm}$              |
| - puristuslaipan tehollinen leveys  | $b_{\text{eff}} = 1712 \text{ mm}$ |
| - poikkileikkauksen uuman leveys    | $b_w = 250 \text{ mm}$             |
| - poikkileikkauksen kokonaiskorkeus | $h = 500 \text{ mm}$               |
| - puristuslaipan paksuus            | $h_f = 220 \text{ mm}$             |

- vetorausdoitus kentässä  $4 \text{ T16} \rightarrow A_{s1} = 804 \text{ mm}^2$
- puristusraudoitus kentässä  $2 \text{ T16} \rightarrow A_{s2} = 402 \text{ mm}^2$
- virumaluku  $\Phi = 2,0$
- kutistuma  $\epsilon_{cs} = 0,0005$

#### 4.8.1 Käyttörajan tilan mitoituskuormat

pysyvien kuormien ominaisarvo  $g_k = 60,1 \text{ kN/m}$

muuttuvien kuormien ominaisarvo  $q_k = 12,9 \text{ kN/m}$

#### Kuormista aiheutuvat taivutusmomentit kentässä

$$M_{g,k} = 0,07 g_k L_1^2 = 78,0 \text{ kNm}$$

$$M_{q,k} = 0,07 q_k L_1^2 = 16,7 \text{ kNm}$$

Lyhytaikaisen tilan taivutusmomenttien yhdistelmä

$$M_{EK,1} = M_{g,k} + M_{q,k} = 94,7 \text{ kNm}$$

Pitkäaikaisen tilan taivutusmomenttien yhdistelmä

$$M_{EK,2} = M_{g,k} + \Psi_2 M_{q,k} = 83,0 \text{ kNm}$$

#### Betonin kimmokertoimet

$$E_{cm} = 22\,000 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 31\,476 \text{ MPa}$$

kimmokertoimen 28 d:n tangenttimoduuliarvo

$$E_c = 1,05 E_{cm} = 33\,050 \text{ MPa}$$

Pitkäaikaisen tilan kimmokerroin

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi} = 10\,492 \text{ MPa}$$

#### Kimmokertoimien suhteet

Lyhytaikainen tila

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = 6,35$$

Pitkäaikainen tila

$$\alpha_{ec} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 18,28$$

### Tehollinen korkeus

$$d_1 = h - 0,5 \Phi_{pt} - \Phi_h - c_{nom} = 454 \text{ mm}$$

Vetorausdoitusuhde

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_{eff} d_1} = 0,00103$$

$$A_{s1} = 804 \text{ mm}^2$$

$$b_{eff} = 1712 \text{ mm}$$

Puristusraudoitusuhde

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{b_{eff} d_1} = 0,00051$$

Betonirakenteelle asetettu pitkäaikaisen kuormitusyhdistelmän mukainen taipumaraja

$$\delta_{max} = \frac{L_1}{250} = 17,2 \text{ mm}$$

### Tarkistus mittojen perusteella

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}} = 0,005$$

$$\rho_1 \leq \rho_0$$

L/d –suhteen raja-arvo lasketaan kaavasta

$$K = 0,8$$

$$\frac{L}{d} = K \left[ 11 + 1,5 \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}} \frac{\rho_0}{\rho_1} + 3,2 \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}} \left( \frac{\rho_0}{\rho_1} - 1 \right)^{\frac{2}{3}} \right] = 133,8$$

$$\frac{L}{d} = \frac{4305 \text{ mm}}{454 \text{ mm}} = 9,5$$



$\frac{L}{d}$  -suhde sallituissa rajoissa, tämän perusteella Eurokoodin mukaan taipumaa ei tarvitsisi tarkemmin laskea, mutta tässä työssä lasketaan taipuman suuruus.

### Poikkileikkaussuureita

#### Halkeamaton, lyhytaikainen tila

$$\alpha_e = 6,35$$

$$A_c = b_w h + (b_{eff} - b_w) h_f = 0,447 \text{ m}^3$$

Redusoidun poikkileikkauksen pinta-ala

$$A_I = A_c + (\alpha_e - 1)A_{s1} + (\alpha_e - 1)A_{s2} = 0,453 \text{ m}^3$$

Redusoidun poikkileikkauksen neutraaliakseli

$$y_{0I} = \frac{1}{A_I} \left[ h^2 b_w \left[ \frac{1}{2} + \frac{h_f}{h} \left( 1 - \frac{h_f}{2h} \right) \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) \right] + (\alpha_e - 1) [A_{s1}(h - d_1) + A_{s2}(h - d_2)] \right]$$

$$y_{0I} = 348,41 \text{ mm}$$

$$I_c = \frac{b_w h^3}{12} + b_w h \left( \frac{h}{2} - y_{0I} \right)^2 + (b_{eff} - b_w) \left[ \frac{h_f^3}{12} + h_f \left( h - \frac{h_f}{2} - y_{0I} \right)^2 \right]$$

$$= 5,6683 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_I = I_c + (\alpha_e - 1) [A_{s1} [y_{0I} - (h - d_1)]^2 + A_{s2} [y_{0I} - (h - d_2)]^2]$$

$$= 6,0862 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_I = h - y_{0I} = 151,6 \text{ mm}$$

#### Halkeamaton, pitkäaikainen tila

$$\alpha_{ec} = 18,28$$

$$A_c = b_w h + (b_{eff} - b_w) h_f = 0,447 \text{ m}^3$$

$$A_I = A_c + (\alpha_{ec} - 1)A_{s1} + (\alpha_{ec} - 1)A_{s2} = 0,468 \text{ m}^3$$

$$y_{0I} = \frac{1}{A_i} \left[ h^2 b_w \left[ \frac{1}{2} + \frac{h_f}{h} \left( 1 - \frac{h_f}{2h} \right) \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) \right] + (\alpha_{ec} - 1) [A_{s1}(h - d_1) + A_{s2}(h - d_2)] \right] = 343,34 \text{ mm}$$

$$I_c = \frac{b_w h^3}{12} + b_w h \left( \frac{h}{2} - y_{0I} \right)^2 + (b_{eff} - b_w) \left[ \frac{h_f^3}{12} + h_f \left( h - \frac{h_f}{2} - y_{0I} \right)^2 \right] = 5,6908 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{Ic} = I_c + (\alpha_e - 1) [A_{s1} [y_{0I} - (h - d_1)]^2 + A_{s2} [y_{0I} - (h - d_2)]^2] = 7,0041 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{Ic} = h - y_{0I} = 156,7$$

### Haljennut, lyhytaikainen tila

Käyttörajatilassa betonin ja teräksen jännitysvenymäriippuvuus lineaarinen.

Puristusvyöhykkeen korkeus tapauksille:

- 1) Neutraaliakseli puristuslaipassa
- 2) Neutraaliakseli puristuslaipan alapuolella

Tapaus 1

$$X_f = d_1 \rho_1 \alpha_e \left[ - \left( 1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right) + \sqrt{\left( 1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right)^2 + \frac{2}{\rho_1 \alpha_e} \left( 1 + \frac{\rho_2 d_2}{\rho_1 d_1} \right)} \right] = 49,1 \text{ mm}$$

Tapaus 2

$$B_1 = \frac{b_{eff}}{b_w} [\alpha_e \rho_1 + (\alpha_e - 1) \rho_2] = 0,0635$$

$$B_2 = \frac{b_{eff}}{b_w} \left[ \alpha_e \rho_1 + (\alpha_e - 1) \rho_2 \frac{d_2}{d_1} \right] = 0,0467$$

$$X_w = d_1 \left[ - \left[ \frac{h_f}{d_1} \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + B_1 \right] + \sqrt{\left[ \frac{h_f}{d_1} \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + B_1 \right]^2 + \left( \frac{h_f}{d_1} \right)^2 \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + 2B_2} \right] = 110,3 \text{ mm}$$

Lopullinen

$$X_{II} = \begin{cases} X_f \text{ jos } X_f \leq h_f \\ X_w, \text{ muussa tapauksessa} \end{cases}$$

$$X_{II} = 49,1 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti, neutraaliakseli puristuslaipassa

$$I_{II} = \frac{b_{eff} X_{II}^3}{3} + \alpha_e A_{s1} (d_1 - X_{II})^2 + (\alpha_e - 1) A_{s2} (d_2 - X_{II})^2 = 0,9054 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

**Haljennut, pitkäaikainen tila**

$$\alpha_{ec} = 18,28$$

Tapaus 1

$$X_f = d_1 \rho_1 \alpha_e \left[ - \left( 1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right) + \sqrt{\left( 1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right)^2 + \frac{2}{\rho_1 \alpha_e} \left( 1 + \frac{\rho_2 d_2}{\rho_1 d_1} \right)} \right] = 78,3 \text{ mm}$$

Tapaus 2

$$B_1 = \frac{b_{eff}}{b_w} [\alpha_e \rho_1 + (\alpha_e - 1) \rho_2] = 0,189$$

$$B_2 = \frac{b_{eff}}{b_w} \left[ \alpha_e \rho_1 + (\alpha_e - 1) \rho_2 \frac{d_2}{d_1} \right] = 0,135$$

$$X_w = d_1 \left[ - \left[ \frac{h_f}{d_1} \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + B_1 \right] + \sqrt{\left[ \frac{h_f}{d_1} \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + B_1 \right]^2 + \left( \frac{h_f}{d_1} \right)^2 \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + 2B_2} \right] = 118,3 \text{ mm}$$

Lopullinen

$$X_{IIC} = \begin{cases} X_f & \text{jos } X_f \leq h_f \\ X_w, & \text{muussa tapauksessa} \end{cases}$$

$$X_{IIC} = 78,3 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti, neutraaliakseli puristuslaipassa

$$I_{IIC} = \frac{b_{eff} X_{IIC}^3}{3} + \alpha_{ec} A_{s1} (d_1 - X_{IIC})^2 + (\alpha_{ec} - 1) A_{s2} (d_2 - X_{IIC})^2$$

$$= 2,4615 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

### Halkeilun tarkastaminen

Käytetään vetolujuuden keskiarvoa

$$f_{ct,eff} = f_{ctm}$$

Halkeilumomentti

$$M_{cr} = f_{ct,eff} \frac{I_I}{h - X_I} = 45,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Ek,1} \geq M_{cr} \rightarrow \text{Poikkileikkaus halkeaa}$$

### 4.8.2 Jännitysten tarkistaminen

Jännitysten rajat

### **Betonin jännitys pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä**

$$\sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

Pitkäaikaisen haljenneen tilan sisäinen momenttivarsi

$$z_{IIc} = d_1 - \frac{X_{IIc}}{3} = 427,9 \text{ mm}$$

$$\sigma_c = 2 \frac{M_{Ek,2}}{X_{IIc} b_{eff} z_{IIc}} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max}$$

→ Betonille asetettua jännitysrajaa ei ylitetä

→ viruma on lineaarista

### **Raudoituksen jännitys ominaiskuormien yhdistelmällä lyhytaikaisena tilana**

$$\sigma_{s,max} = 0,6 f_{yk} = 300 \text{ MPa}$$

Lyhytaikaisen haljenneen tilan sisäinen momenttivarsi

$$z_{II} = d_1 - \frac{X_{II}}{3} = 437,6 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ek,1}}{A_{s1} z_{II}} = 269,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \sigma_{s,max}$$

→ Raudoitukselle asetettua jännitysrajaa ei ylitetä

### **4.8.3 Taipuman laskeminen**

Halkeilun jakautumakerroin lasketaan suurimman käyttörajoituskuorman  $M_{Ek}$  perusteella

$$\varsigma = 1 - 0,5 \left( \frac{M_{cr}}{M_{Ek}} \right)^2 = 0,888$$

Kaarevuus

$$\kappa = \frac{1}{r}$$

Taipuma on

$$\delta = K L^2 \kappa$$

Kuormituksen ja tuentatavan huomioon ottava kerroin K

Lasketaan tukimomenttien ja kenttämomentin suhteen huomioon ottavan kertoimen  $\beta$  avulla

$$\beta = \frac{M_A + M_B}{M_C}$$

$M_A$  = vasemman tuen tukimomentti, kyseessä reunakenttä  $\rightarrow M_A = 0$

$M_B$  = keskituen pitkäaikaisentilan tukimomentti  $M_B = 148 \text{ kNm}$

$M_C$  = pitkäaikaisen tilan kenttämomentti  $M_C = M_{Ek,2} = 83 \text{ kNm}$

$$\beta = 1,783$$

$$K = 0,104 \left( 1 - \frac{\beta}{10} \right) = 0,0854$$

**Lasketaan kaarevuudet ja taipumat eri aikajaksoille:**

- 1) Kuormituksen välitön vaikutus
- 2) Kuormituksen pitkäaikainen vaikutus (vain viruman aiheuttama lisä)
- 3) Kutistuman vaikutus

- 1) Kuormituksen välitön vaikutus

Kaarevuus

$$\kappa_{fL.1} = M_{Ek,2} \left[ \varsigma \frac{1}{E_{cm} I_{II}} + (1 - \varsigma) \frac{1}{E_{cm} I_I} \right] = 2,6349 \cdot 10^{-6} \frac{1}{mm}$$

Taipuma

$$\delta_1 = KL^2 \kappa_{fL.1} = 4,17 \text{ mm}$$

- 2) Kuormituksen pitkäaikainen vaikutus

Kaarevuus

$$\kappa_{fL.2} = M_{Ek,2} \left[ \varsigma \frac{\Phi}{E_c I_{IIc}} + (1 - \varsigma) \frac{\Phi}{E_c I_{Ic}} \right] = 1,8923 \cdot 10^{-6} \frac{1}{mm}$$

Taipuma

$$\delta_2 = KL^2 \kappa_{fL.1} = 3,00 \text{ mm}$$

- 3) Kutistuman vaikutus

Kutistumisen aiheuttama kaarevuus

$$S_I = A_{s1} (d_1 - X_I) - A_{s2} (X_I - d_2) = 0,20068 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_{II} = A_{s1} (d_1 - X_{II}) - A_{s2} (X_{II} - d_2) = 0,3243 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\alpha_e = 6,35$$

$$\kappa_{cs} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \varsigma \frac{S_{II}}{I_{II}} + (1 - \varsigma) \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S_I}{I_I} = 1,0216 \cdot 10^{-6} \frac{1}{mm}$$

Taipuma

$$K_{cs} = \frac{1}{8}$$

$$\delta_{cs} = K_{cs} L^2 \kappa_{cs} = 2,37 \text{ mm}$$

### Kokonaistaipuma pitkäaikaiselle kuormitusyhdistelmälle

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_{cs} = 9,6 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot} < \delta_{max}$$

→ Taipuma ei ylitä rakenteelle asetettua taipumarajaa

## 4.9 Halkeamaleveyden laskenta

Tarkistetaan halkeamaleveys kentässä

Kimmokertoimien suhteet (laskettu taipuman yhteydessä)

Lyhytaikainen tila

$$\alpha_e = 6,35$$

Pitkäaikainen tila



$$\alpha_{ec} = 18,28$$

### Poikkileikkaussuureet

Poikkileikkaussuureet lasketaan palkin vedetyn reunan leveyden mukaan

→ Lasketaan palkkina, jonka leveys on  $b_w = 250$  mm ja korkeus on  $h = 500$  mm

$$A_c = b_w h = 125\,000 \text{ mm}^2$$

$$I_c = \frac{b_w h^3}{12} = 2,6042 \cdot 10^9$$

$$W = \frac{b_w h^3}{6} = 10,417 \cdot 10^6$$

Tehollinen korkeus (laskettu taipuman laskussa)

$$d = 454 \text{ mm}$$

Raudoituksen kokonaispinta-ala

$$A_{s1} = 804 \text{ mm}^2$$

Suhteellinen raudoitusala lasketaan puristetun reunan mukaan (laskettu taipuman laskennassa)

$$\rho_1 = 0,00103$$

### Käyttörajan rasitukset

Ominaiskuormien yhdistelmä

$$M_{Ek,1} = 94,7 \text{ kNm}$$

Pitkäaikaisten kuormien yhdistelmä

$$M_{Ek,2} = 83,0 \text{ kNm}$$

Poikkileikkauksen halkeilumomentti

$$M_{cr} = 45 \text{ kNm}$$

### Halkeamaleveyden laskenta

Halkeamaleveysraja

Rakenteen rasitusluokka XC1

$$\rightarrow w_{\max} = 0,4 \text{ mm}$$

### Haljenneen tilan puristusvyöhykkeen korkeus

(Laskettu taipuman laskennassa)

Lyhytaikainen tila

$$X_{ST} = X_{II} = 49,1 \text{ mm}$$

Pitkäaikainen tila

$$X_{LT} = X_{IIc} = 78,3 \text{ mm}$$

### Sisäinen momenttivarssi

Lyhytaikainen tila

$$z_{ST} = d - \frac{X_{ST}}{3} = 437,6 \text{ mm}$$

Pitkäaikainen tila

$$z_{LT} = d - \frac{X_{LT}}{3} = 428 \text{ mm}$$

### Suhteellinen raudoitusala

$$X = X_{ST}$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5 (h - d); \frac{h-X}{3}; \frac{h}{2} \right\}$$

$$2,5 (h - d) = 115 \text{ mm}$$

$$\frac{h-X}{3} = 150,3 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{2} = 250 \text{ mm}$$

$$h_{c,eff} = 115 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = b_w h_{c,eff} = 28750 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s1}}{A_{c,eff}} = 0,02797$$

### Raudoituksen jännitys pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä

$$M_{Ek,2} = 83,0 \text{ kNm}$$

Välittömästi syntyvä jännitys

$$\sigma_{s,ST} = \frac{M_{Ek,2}}{A_{s1} z_{ST}} = 236 \text{ MPa}$$

Jännitys viruman jälkeen

$$\sigma_{s,LT} = \frac{M_{Ek,2}}{A_{s1} z_{LT}} = 241 \text{ MPa}$$

### Keskimääräinen raudoituksen venymä

kerroin pitkäaikaiselle kuormitusyhdistelmälle

$$k_t = 0,4$$

Raudoituksen jännitys pitkäaikaiselle kuormitusyhdistelmälle pitkäaikaisessa tilassa

$$\sigma_s = \sigma_{s,LT} = 241 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} = 0,000986$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00121$$

$$\frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_s} = 0,815 \geq 0,6 \rightarrow \text{OK}$$

### HALKEAMAVÄLI

Kertoimet

$$k_1 = 0,8 \text{ (hyvä tartunta)}$$

$$k_2 = 0,5 \text{ (taivutukselle)}$$

$$k_3 = 3,4 \text{ (kansallisesti valittava kerroin, Suomessa suositusarvo)}$$

$$k_4 = 0,425 \text{ (kansallisesti valittava kerroin, Suomessa suositusarvo)}$$

$$c = c_{\text{nom}} + \Phi_h = 38 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = 30 \text{ mm}$$

$$\Phi_h = 8 \text{ mm}$$

$$\Phi_1 = 16 \text{ mm}$$

$$S_{r,\max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\Phi_1}{\rho_{p,\text{eff}}} = 226 \text{ mm}$$

### Halkeamaleveys

$$w_k = S_{r,\max} \varepsilon_{sm} = 0,223 \text{ mm}$$

$$w_{\max} = 0,4 \text{ mm}$$

$$w_k < w_{\max}$$

→ Halkeamaleveys sallituissa rajoissa

## 5 LAATTAPALKIN MITOITUS YKSIAUKKOISENA

### 5.1 Lähtötiedot

- palkin jännemitta	$L = 8610 \text{ mm}$
- betonin lujuusluokka	C 25/30
- raudoitus	B500B
- Rasitusluokka	XC1
- betonipeite	$c_{\text{nom}} = 30 \text{ mm}$
- puristuslaipan paksuus	$h_f = 220 \text{ mm}$

### 5.2 Kuormat ja rasitukset

Kuormitus on sama kuin kaksiaukkoisella palkilla sillä erotuksella, että laatan alle tulevan palkin osan dimensioid ovat suuremmat ja näin ollen siitä aiheutuva kuormitus suurempi.

Laatan keskituen tukireaktio on 89,1 kN/m, johon lisätään laatan alle tulevan palkin arvioitu paino. Oletetaan palkin korkeudeksi  $h = 800 \text{ mm}$  ja leveydeksi  $b_w = 400 \text{ mm}$ , jolloin laatan alapuolelle tulevan palkin osan paino on:

$$g_{d,\text{palkki}} = 1,15 \cdot \gamma_{\text{bet}} \cdot b_w \cdot (h - h_f) = 6,4 \text{ kN/m}$$

$$P_d = 89,1 \text{ kN/m} + 6,4 \text{ kN/m} = 95,5 \text{ kN/m}$$

Palkin rasitukset on laskettu QSE-ohjelmalla ja tuloksiksi on saatu:

Taivutusmomentin mitoitusarvo kentässä

$$M_{Ed} = 885 \text{ kNm}$$

Leikkausvoiman mitoitusarvo reunatuella

$$V_{Ed} = 411 \text{ kN}$$

### 5.3 Alustava mitoitus

Arvioidaan palkin poikkileikkauksen mittoja

Palkin korkeutta arvioidaan kaavasta

$$h_{\min} = 70 \text{ mm} \left( \frac{M_{Ed}}{\text{kNm}} \right)^{1/3} = 672 \text{ mm}$$

$$h_{\max} = 100 \text{ mm} \left( \frac{M_{Ed}}{\text{kNm}} \right)^{1/3} = 960 \text{ mm}$$

### 5.4 Poikkileikkausarvot

Valitaan alustavan mitoituksen perusteella palkin mitoiksi

$$h = 800 \text{ mm ja } b_w = 400 \text{ mm}$$

#### 5.4.1 Raudoituksen tehollinen korkeus

Oletetaan päätangon paksuudeksi  $\Phi_{pt} = 25 \text{ mm}$  ja haan paksuudeksi  $\Phi_h = 10 \text{ mm}$

betonipeitteen paksuus  $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

Jos vetorautoitus yhdessä kerroksessa

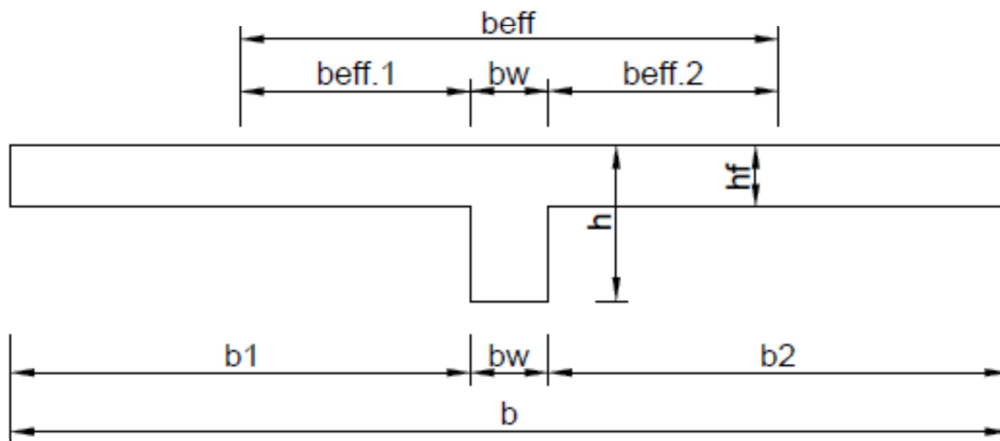
$$d = h - c_{nom} - \Phi_h - \frac{1}{2} \Phi_{pt} = 747 \text{ mm}$$

Jos vetorautoitus kahdessa kerroksessa

$$d = h - c_{nom} - \Phi_h - \Phi_{pt} - \frac{1}{2} \Phi_{pt} = 722 \text{ mm}$$

Kokeillaan  $d = 740$  ( pääraudoitus yhdessä kerroksessa)

#### 5.4.2 Puristuslaatan tehollinen leveys



$$b_1 = b_2 = \frac{b - b_w}{2} = 1750 \text{ mm}$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$h = 800 \text{ mm}$$

$$L_0 = L = 8610 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff},1} = \max \{0,2b_1 + 0,1L_0; 0,2L_0; b_1\}$$

$$0,2b_1 + 0,1L_0 = 1211 \text{ mm}$$

$$0,2L_0 = 1722 \text{ mm}$$

$$b_1 = 1750 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff},1} = b_{\text{eff},2} = 1211 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} = b_{\text{eff},1} + b_{\text{eff},2} + b_w = 2822 \text{ mm}$$

#### 5.5 Taivutusmitoitus

$$M_{Ed} = 885 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b_{eff} d^2} = 0,0403$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,0412$$

Tarkistetaan puristusvyöhykkeen korkeus  $y$

$$y = \beta d = 30,5 \text{ mm}$$

$$y < h_f$$

puristusvyöhykkeen korkeus pienempi kuin laatan paksuus

→ mitoitus tapahtuu suorakaidepoikkileikkaukselle, jonka leveys  $b_{eff}$

$$\beta < \beta_{bd} = 0,493$$

→ Rauditus myötää ennen kuin betonin puristusvyöhyke saavuttaa murtotilan

$$\omega = \beta$$

$$A_{s,vaad} = \omega b_{eff} d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 2809 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w d; 0,0013 b_w d \right\}$$

$$0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w d = 400 \text{ mm}^2$$

$$0,0013 b_w d = 385 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow \text{Valitaan } 6 \text{ T } 25, A_{s,tot} = 2945 \text{ mm}^2$$

Tarkistetaan, että vetorausitus mahtuu poikkileikkaukseen

Tankojen vapaan välin oltava vähintään:

$$a = \max \{ \Phi_{pt}; 20 \text{ mm} \} = 25 \text{ mm}$$

Palkin leveyden oltava vähintään



$$b_{vaad} = 2(c_{nom} + \Phi_h) + 6\Phi_{pt} + 5a = 355 \text{ mm}$$

$$b_w > b_{vaad}$$

## 5.6 Pääraudoituksen ankkurointi

Kriittisin kohta on pääraudoituksen ankkurointi reunatuella

Valitaan pystyhakojen suuntakulmaksi  $\alpha = 90^\circ$  ja puristussauvan kaltevuudeksi  $\theta = 45^\circ$ .

reunatuella ankkuroitava voima

$$F_{Ed} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) = 206 \text{ kN}$$

Tuelle tuodaan kentän vetoraudoitus täytenä

$$A_{st} = A_{s,tot} = 2945 \text{ mm}^2$$

Tartuntaolosuhteet huomioon ottavat kertoimet

Tässä tapauksessa tartunnan kannalta hyvät olosuhteet, koska teräkset alapinnassa valusuuntaan nähden.

$$\eta_1 = 1,0$$

$$\eta_2 = 1,0$$

Harjatankojen tartuntalujuuden mitoitusarvo murtorajatilassa

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,7 \text{ MPa}$$

Ankkurointipituuden perusarvo

$$l_{b,rqd} = \frac{\Phi_{pt}}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 162 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{A_{st}} = 70 \text{ N/mm}^2$$

Ei huomioida ankkurointipituuteen vaikuttavia pienennyskertoimia

$$l_{bd} = l_{b,rqd} = 162 \text{ mm}$$

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo

$$l_{b,min} = \max \{ 0,3l_{b,rqd}; 15\Phi; 100 \text{ mm} \}$$

$$0,3l_{b,rqd} = 43 \text{ mm}$$

$$15\Phi = 375 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = 375 \text{ mm}$$

$$\rightarrow l_{bd} = 375 \text{ mm}$$

Tuen leveys 200 mm

$$l_b = 200 \text{ mm} - 30 \text{ mm} = 170 \text{ mm}$$

Tuen leveys ei riitä raudoituksen vaatimalle ankkurointipituudelle

→ Asennetaan lenkit palkin päihin joilla varmistetaan raudoituksen ankkuroituminen

## 5.7 Leikkausmitoitus

Palkki mitoitetaan leikkausraudoitettuna. Mitoitetaan leikkausraudoitus vyöhykkeinä vallitsevan leikkausvoiman mukaan palkin reuna-alueille ja keskialueelle.

Tehollinen korkeus  $d = 740 \text{ mm}$

Pystyhakojen suuntakulma  $\alpha = 90^\circ$

Puristussauvojen kaltevuus  $\theta = 45^\circ$

Valitaan haat T10 kaksileikkeisinä

$$\Phi_h = 10 \text{ mm}$$

$$n_h = 2$$

**Leikkausraudoituksen vähimmäismäärä**

Leikkausraudoituksen pinta-ala

$$A_{sw} = n_h \pi \left( \frac{\Phi_h}{2} \right)^2 = 157 \text{ mm}^2$$

hakojen väli

$$s = \frac{A_{sw}}{0,08 b_w \sin \alpha} \cdot \frac{f_{yk}}{MPa} \cdot \sqrt{\frac{MPa}{f_{cd}}} = 651 \text{ mm}$$

hakojen maksimiväli

$$0,7 d = 518 \text{ mm}$$

Valitaan vähimmäisraudoitukseksi haat T10 k500

**Vähimmäisleikkausraudoituksen ottama leikkausvoima**

$$z = 0,9 d = 666 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) = 90,9 kN$$

Vähimmäisraudoituksen kapasiteetti on melko pieni tämän palkin leikkausrasituksille → käytetään suurempaa raudoitusmäärää

**Leikkauskestävyyden maksimiarvo**

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

Lujuuden pienennys kerroin

$$v_1 = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0,54$$

Poikkileikkauksessa vaikuttavan puristusjännityksen huomioon ottava kerroin  
jännittämättömälle rakenteelle

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

Sisäinen momenttivarsi

$$z = 0,9 d = 666 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,max} = 1021 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{Ed} = 411 \text{ kN}$$

### **Leikkausraudoituksen mitoitus**

Palkin hakaraudoitus mitoitetaan jakamalla palkki vyöhykkeisiin ja mitoitus tapahtuu vallitsevan vyöhykkeen leikkausvoiman maksimiarvolle.

### **Reuna-alueet 0 – 1,5 m**

$$V_{Ed,1} = 411 \text{ kN}$$

haat T10 kaksileikkeisinä

hakavälin maksimiarvo

$$s = \frac{A_{sw} z f_{ywd}}{V_{E,1}} = 110 \text{ mm}$$

→ Valitaan haat T10 k100

### **Alue 1,5 – 3,0 m**

$$V_{Ed,2} = 268 \text{ kN}$$

haat T10 kaksileikkeisinä

$$s = \frac{A_{sw} z f_{ywd}}{V_{E,2}} = 169 \text{ mm}$$

→ Valitaan haat T10 k150

### **Keskialue 3,0 – 5,61 m**

$$V_{Ed,3} = 125 \text{ kN}$$

haat T10 kaksileikkeisinä

$$s = \frac{A_{sw} z f_{ywd}}{V_{E,3}} = 363 \text{ mm}$$

→ Valitaan haat T10 k300

## 5.8 TAIPUMA

- jännemitta	$L = 8610 \text{ mm}$
- puristuslaipan tehollinen leveys	$b_{\text{eff}} = 2822 \text{ mm}$
- poikkileikkauksen uuman leveys	$b_w = 400 \text{ mm}$
- poikkileikkauksen korkeus	$h = 800 \text{ mm}$
- puristuslaipan paksuus	$h_f = 220 \text{ mm}$
- vetorausdoitus	$7 \text{ T25} \rightarrow A_{s1} = 3436 \text{ mm}^2$
- puristusraudoitus	$2 \text{ T16} \rightarrow A_{s2} = 402 \text{ mm}^2$
- virumaluku	$\Phi = 2,0$
- kutistuma	$\epsilon_{cs} = 0,0005$

### 5.8.1 Käyttörajatilan mitoituskuormat

pysyvien kuormien ominaisarvo  $g_k = 64,1 \text{ kN/m}$

muuttuvien kuormien ominaisarvo  $q_k = 12,9 \text{ kN/m}$

#### Kuormista aiheutuvat taivutusmomentit kentässä

$$M_{g,k} = \frac{g_k L^2}{8} = 594,0 \text{ kNm}$$

$$M_{q,k} = \frac{q_k L^2}{8} = 119,5 \text{ kNm}$$

Lyhytaikaisen tilan taivutusmomenttien yhdistelmä

$$M_{EK,1} = M_{g,k} + M_{q,k} = 713,5 \text{ kNm}$$

Pitkäaikaisen tilan taivutusmomenttien yhdistelmä

$$M_{Ek,2} = M_{g,k} + \Psi_2 M_{q,k} = 629,9 \text{ kNm}$$

$$\Psi_2 = 0,3$$

### Betonin kimmokertoimet

$$E_{cm} = 22\,000 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 31\,476 \text{ MPa}$$

kimmokertoimen 28 d:n tangenttimoduuliarvo

$$E_c = 1,05 E_{cm} = 33\,050 \text{ MPa}$$

Pitkäaikaisen tilan kimmokerroin

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi} = 10\,942 \text{ MPa}$$

### Kimmokertoimien suhteet

Lyhytaikainen tila

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = 6,35$$

Pitkäaikainen tila

$$\alpha_{ec} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 18,28$$

### Tehollinen korkeus

Vetorausdoitukselle

$$d_1 = h - 0,5 \Phi_1 - \Phi_h - c_{nom} = 747 \text{ mm}$$

Puristusraudoitukselle

$$d_2 = 0,5 \Phi_2 + \Phi_h + c_{nom} = 48 \text{ mm}$$

Geometriset raudoitussuhteet puristuslaipan leveyden mukaan

Vetorausdoitussuhde

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_{eff} d_1} = 0,00163$$

$$A_{s1} = 3436 \text{ mm}^2$$

$$b_{eff} = 2822 \text{ mm}$$

puristusraudoitussuhde

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{b_{eff} d_1} = 0,000191$$

Betonirakenteelle asetettu pitkäaikaisen kuormitusyhdistelmän mukainen taipumaraja

$$\delta_{max} = \frac{L}{250} = 34,4 \text{ mm}$$

### Tarkistus mittojen perusteella

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} = 0,005$$

$$\rho_1 \leq \rho_0$$

L/d –suhteen raja-arvo lasketaan kaavasta

$$K = 0,8$$

$$\frac{L}{d} = K \left[ 11 + 1,5 \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \frac{\rho_0}{\rho_1} + 3,2 \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \left( \frac{\rho_0}{\rho_1} - 1 \right)^{\frac{2}{3}} \right] = 65,3$$

$$\frac{L}{d} = \frac{8610 \text{ mm}}{747 \text{ mm}} = 11,5$$

$\frac{L}{d}$  -suhde sallituissa rajoissa, tämän perusteella Eurokoodin mukaan taipumaa ei tarvitsisi tarkemmin laskea, mutta tässä työssä lasketaan taipuman suuruus.

### Poikkileikkaussuureita

#### Halkeamaton, lyhytaikainen tila

$$\alpha_e = 6,35$$

$$A_c = b_w h + (b_{eff} - b_w) h_f = 0,853 \text{ m}^3$$

Redusoidun poikkileikkauksen pinta-ala

$$A_t = A_c + (\alpha_e - 1) A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2} = 0,873 \text{ m}^3$$

Redusoidun poikkileikkauksen neutraaliakseli

$$y_{0I} = \frac{1}{A_i} \left[ h^2 b_w \left[ \frac{1}{2} + \frac{h_f}{h} \left( 1 - \frac{h_f}{2h} \right) \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) \right] + (\alpha_e - 1) [A_{s1}(h - d_1) + A_{s2}(h - d_2)] \right]$$

$$y_{0I} = 570,47 \text{ mm}$$

$$I_c = \frac{b_w h^3}{12} + b_w h \left( \frac{h}{2} - y_{0I} \right)^2 + (b_{eff} - b_w) \left[ \frac{h_f^3}{12} + h_f \left( h - \frac{h_f}{2} - y_{0I} \right)^2 \right]$$

$$= 36,399 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_I = I_c + (\alpha_e - 1) [A_{s1} [y_{0I} - (h - d_1)]^2 + A_{s2} [y_{0I} - (h - d_2)]^2]$$

$$= 41,135 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_I = h - y_{0I} = 229,5 \text{ mm}$$

**Halkeamaton, pitkäaikainen tila**

$$\alpha_{ec} = 18,28$$

$$A_c = b_w h + (b_{eff} - b_w) h_f = 0,853 \text{ m}^3$$

$$A_i = A_c + (\alpha_{ec} - 1) A_{s1} + (\alpha_{ec} - 1) A_{s2} = 0,919 \text{ m}^3$$

$$y_{0I} = \frac{1}{A_i} \left[ h^2 b_w \left[ \frac{1}{2} + \frac{h_f}{h} \left( 1 - \frac{h_f}{2h} \right) \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) \right] + (\alpha_{ec} - 1) [A_{s1}(h - d_1) + A_{s2}(h - d_2)] \right] = 548,55 \text{ mm}$$

$$I_c = \frac{b_w h^3}{12} + b_w h \left( \frac{h}{2} - y_{0I} \right)^2 + (b_{eff} - b_w) \left[ \frac{h_f^3}{12} + h_f \left( h - \frac{h_f}{2} - y_{0I} \right)^2 \right]$$

$$= 36,938 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{Ic} = I_c + (\alpha_e - 1) [A_{s1} [y_{0I} - (h - d_1)]^2 + A_{s2} [y_{0I} - (h - d_2)]^2]$$

$$= 51,806 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{Ic} = h - y_{0I} = 251,5$$



**Haljennut, lyhytaikainen tila**

Käyttörajaatilassa betonin ja teräksen jännitysvenymäriippuvuus lineaarinen.

Puristusvyöhykkeen korkeus tapauksille:

- 3) Neutraaliakseli puristuslaipassa
- 4) Neutraaliakseli puristuslaipan alapuolella

Tapaus 1

$$X_f = d_1 \rho_1 \alpha_e \left[ - \left( 1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right) + \sqrt{\left( 1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right)^2 + \frac{2}{\rho_1 \alpha_e} \left( 1 + \frac{\rho_2 d_2}{\rho_1 d_1} \right)} \right] = 99,7 \text{ mm}$$

Tapaus 2

$$B_1 = \frac{b_{eff}}{b_w} [\alpha_e \rho_1 + (\alpha_e - 1) \rho_2] = 0,080$$

$$B_2 = \frac{b_{eff}}{b_w} \left[ \alpha_e \rho_1 + (\alpha_e - 1) \rho_2 \frac{d_2}{d_1} \right] = 0,073$$

$$X_w = d_1 \left[ - \left[ \frac{h_f}{d_1} \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + B_1 \right] + \sqrt{\left[ \frac{h_f}{d_1} \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + B_1 \right]^2 + \left( \frac{h_f}{d_1} \right)^2 \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + 2B_2} \right] = 128,8 \text{ mm}$$

Lopullinen

$$X_{II} = \begin{cases} X_f & \text{jos } X_f \leq h_f \\ X_w, & \text{muussa tapauksessa} \end{cases}$$

$$X_{II} = 99,7 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti, neutraaliakseli puristuslaipassa

$$I_{II} = \frac{b_{eff} X_{II}^3}{3} + \alpha_e A_{s1} (d_1 - X_{II})^2 + (\alpha_e - 1) A_{s2} (d_2 - X_{II})^2 = 10,100 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

### Haljennut, pitkäaikainen tila

$$\alpha_{ec} = 18,28$$

Tapaus 1

$$X_f = d_1 \rho_1 \alpha_e \left[ - \left( 1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right) + \sqrt{\left( 1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right)^2 + \frac{2}{\rho_1 \alpha_e} \left( 1 + \frac{\rho_2 d_2}{\rho_1 d_1} \right)} \right] = 159,85 \text{ mm}$$

Tapaus 2

$$B_1 = \frac{b_{eff}}{b_w} [\alpha_e \rho_1 + (\alpha_e - 1) \rho_2] = 0,233$$

$$B_2 = \frac{b_{eff}}{b_w} \left[ \alpha_e \rho_1 + (\alpha_e - 1) \rho_2 \frac{d_2}{d_1} \right] = 0,212$$

$$X_w = d_1 \left[ - \left[ \frac{h_f}{d_1} \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + B_1 \right] + \sqrt{\left[ \frac{h_f}{d_1} \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + B_1 \right]^2 + \left( \frac{h_f}{d_1} \right)^2 \left( \frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + 2B_2} \right] = 166,2 \text{ mm}$$

Lopullinen

$$X_{II} = \begin{cases} X_f & \text{jos } X_f \leq h_f \\ X_w, & \text{muussa tapauksessa} \end{cases}$$

$$X_{IIc} = 159,9 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti, neutraaliakseli puristuslaipassa

$$\begin{aligned} I_{IIc} &= \frac{b_{eff} X_{IIc}^3}{3} + \alpha_{ec} A_{s1} (d_1 - X_{IIc})^2 + (\alpha_{ec} - 1) A_{s2} (d_2 - X_{IIc})^2 \\ &= 27,131 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

### Halkeilun tarkastaminen

Käytetään vetolujuuden keskiarvoa

$$f_{ct,eff} = f_{ctm}$$

Halkeilumomentti

$$M_{cr} = f_{ct,eff} \frac{I_I}{h - X_I} = 185 \text{ kNm}$$

$$M_{Ek,1} \geq M_{cr} \rightarrow \text{Poikkileikkaus halkeaa}$$

### 5.8.2 Jännitysten tarkistaminen

Jännitysten rajat

#### Betonin jännitys pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä

$$\sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

Pitkäaikaisen haljenneen tilan sisäinen momenttivarsi

$$z_{IIc} = d_1 - \frac{X_{IIc}}{3} = 694,4 \text{ mm}$$

$$\sigma_c = 2 \frac{M_{Ek,2}}{X_{IIc} b_{eff} z_{IIc}} = 4,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max}$$

→ Betonille asetettua jännitysrajaa ei ylitetä

→ viruma on lineaarista

### Raudoituksen jännitys ominaiskuormien yhdistelmällä lyhytaikaisena tilana

$$\sigma_{s,max} = 0,6 f_{yk} = 300 \text{ MPa}$$

Lyhytaikaisen haljenneen tilan sisäinen momenttivarsi

$$z_{II} = d_1 - \frac{X_{II}}{3} = 714,3 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ek}}{A_{s1} z_{II}} = 290,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \sigma_{s,max}$$

→ Raudoitukselle asetettua jännitysrajaa ei ylitetä

### 5.8.3 Taipuman laskeminen

Halkeilun jakautumakerroin lasketaan suurimman käyttörajaatilakuorman  $M_{Ek}$  perusteella

$$\varsigma = 1 - 0,5 \left( \frac{M_{cr}}{M_{Ek}} \right)^2 = 0,966$$

Kaarevuus

$$\kappa = \frac{1}{r}$$

Taipuma on

$$\delta = K L^2 \kappa$$

Kuormituksen ja tuentatavan huomioon ottava kerroin K

Taulukossa on annettu tasaisesti kuormitetulle vapaasti tuetulle yksiaukkoiselle palkille  $K = 0,104$

**Lasketaan kaarevuudet ja taipumat eri aikajaksoille:**

- 4) Kuormituksen välitön vaikutus
- 5) Kuormituksen pitkäaikainen vaikutus (vain viruman aiheuttama lisä)
- 6) Kutistuman vaikutus

- 4) Kuormituksen välitön vaikutus

Kaarevuus

$$\kappa_{fL.1} = M_{Ek,2} \left[ \varsigma \frac{1}{E_{cm} I_{II}} + (1 - \varsigma) \frac{1}{E_{cm} I_I} \right] = 1,9306 \cdot 10^{-6} \frac{1}{mm}$$

Taipuma

$$\delta_1 = KL^2 \kappa_{fL.1} = 14,88 \text{ mm}$$

- 5) Kuormituksen pitkäaikainen vaikutus

Kaarevuus

$$\kappa_{fL.2} = M_{Ek,2} \left[ \varsigma \frac{\Phi}{E_c I_{IIc}} + (1 - \varsigma) \frac{\Phi}{E_c I_{Ic}} \right] = 1,382 \cdot 10^{-6} \frac{1}{mm}$$

Taipuma

$$\delta_2 = KL^2 \kappa_{fL.1} = 10,65 \text{ mm}$$

- 6) Kutistuman vaikutus

Kutistumisen aiheuttama kaarevuus

$$S_I = A_{s1} (d_1 - X_I) - A_{s2} (X_I - d_2) = 1,7068 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_{II} = A_{s1} (d_1 - X_{II}) - A_{s2} (X_{II} - d_2) = 2,2053 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\alpha_e = 6,35$$

$$\kappa_{cs} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \varsigma \frac{S_{II}}{I_{II}} + (1 - \varsigma) \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S_I}{I_I} = 0,675 \cdot 10^{-6} \frac{1}{mm}$$

Taipuma

$$K_{cs} = \frac{1}{8}$$

$$\delta_{cs} = K_{cs} L^2 \kappa_{cs} = 6,25 \text{ mm}$$

**Kokonaistaipuma pitkäaikaiselle kuormitusyhdistelmälle**

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_{cs} = 31,8 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot} < \delta_{max}$$

→ Taipuma ei ylitä rakenteelle asetettua taipumarajaa

## 5.9 HALKEAMALEVEYDEN TARKISTUS

Kimmokertoimien suhteet (laskettu taipuman laskennan yhteydessä)

Lyhytaikainen tila

$$\alpha_e = 6,35$$

Pitkäaikainen tila

$$\alpha_{ec} = 18,28$$

### Poikkileikkaussuureet

Poikkileikkaussuureet lasketaan palkin vedetyn reunan leveyden mukaan

→ Lasketaan palkkina, jonka leveys on  $b_w = 400 \text{ mm}$  ja korkeus on  $h = 800 \text{ mm}$

$$A_c = b_w h = 320\,000 \text{ mm}^2$$

$$I_c = \frac{b_w h^3}{12} = 17,067 \cdot 10^9$$

$$W = \frac{b_w h^2}{6} = 42,667 \cdot 10^6$$

Tehollinen korkeus (laskettu taipuman laskennan yhteydessä)

$$d = 747 \text{ mm}$$

Raudoituksen kokonaispinta-ala

$$A_{s1} = 3436 \text{ mm}^2$$

Suhteellinen raudoitusala lasketaan puristetun reunan mukaan (laskettu taipuman laskennassa yhteydessä)

$$\rho_1 = 0,00136$$

### **Käyttörajan tilan rasitukset**

Ominaiskuormien yhdistelmä

$$M_{EK,1} = 713,5 \text{ kNm}$$

Pitkäaikaisten kuormien yhdistelmä

$$M_{EK,2} = 629,9 \text{ kNm}$$

Poikkileikkauksen halkeilumomentti

$$M_{cr} = 185 \text{ kNm}$$

### **Halkeamaleveyden laskenta**

Halkeamaleveysraja

Rakenteen rasitusluokka XC1

$$\rightarrow w_{\max} = 0,4 \text{ mm}$$

### **Haljenneen tilan puristusvyöhykkeen korkeus**

(Laskettu taipuman yhteydessä)

Lyhytaikainen tila

$$X_{ST} = X_{llc} = 159,9 \text{ mm}$$

Pitkäaikainen tila

$$X_{LT} = X_{ll} = 99,7 \text{ mm}$$

### Sisäinen momenttivarsi

Lyhytaikainen tila

$$z_{ST} = d - \frac{X_{ST}}{3} = 693,7 \text{ mm}$$

Pitkäaikainen tila

$$z_{LT} = d - \frac{X_{LT}}{3} = 713,8 \text{ mm}$$

### Suhteellinen raudoitusala

$$X = X_{ST}$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5 (h - d); \frac{h-X}{3}; \frac{h}{2} \right\}$$

$$2,5 (h - d) = 132,5 \text{ mm}$$

$$\frac{h-X}{3} = 213,4 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{2} = 400 \text{ mm}$$

$$h_{c,eff} = 132,5 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = b_w h_{c,eff} = 53000 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s1}}{A_{c,eff}} = 0,0648$$

### Raudoituksen jännitys pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä

$$M_{Ek,2} = 629,9 \text{ kNm}$$

Välittömästi syntyvä jännitys

$$\sigma_{s,ST} = \frac{M_{Ek,2}}{A_{s1} z_{ST}} = 264,3 \text{ MPa}$$



Jännitys viruman jälkeen

$$\sigma_{s,LT} = \frac{M_{Ek,2}}{A_{s1} z_{LT}} = 256,8 \text{ MPa}$$

### Keskimääräinen raudoituksen venymä

kerroin pitkäaikaiselle kuormitusyhdistelmälle

$$k_t = 0,4$$

Raudoituksen jännitys pitkäaikaiselle kuormitusyhdistelmälle pitkäaikaisessa tilassa

$$\sigma_s = \sigma_{s,LT} = 256,8 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} = 0,00117$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00128$$

$$\frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_s} = 0,914 \geq 0,6 \rightarrow \text{OK}$$

### HALKEAMAVÄLI

Kertoimet

$$k_1 = 0,8 \text{ (hyvä tartunta)}$$

$$k_2 = 0,5 \text{ (taivutukselle)}$$

$$k_3 = 3,4 \text{ (kansallisesti valittava kerroin, Suomessa suositusarvo)}$$

$$k_4 = 0,425 \text{ (kansallisesti valittava kerroin, Suomessa suositusarvo)}$$

$$c = c_{nom} + \Phi_h = 40 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 30 \text{ mm}$$

$$\Phi_h = 10 \text{ mm}$$

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\Phi_1}{\rho_{p,eff}} = 201,6 \text{ mm}$$

$$\Phi_1 = 25 \text{ mm}$$

**Halkeamaleveys**

$$w_k = S_{r,max} \varepsilon_{sm} = 0,236 \text{ mm}$$

$$w_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

$$w_k < w_{max}$$

→ Halkeamaleveys sallituissa rajoissa

## 6 MAANPAINESEINÄ

Tässä kohdassa mitoitetaan vanerimuoteilla, paikalla valettava teräsbetoniseinä. Seinän rasitukset on laskettu liitteessä 1.

### 6.1.1 Lähtötiedot

- seinän paksuus	$h = 200 \text{ mm}$
- rasitusluokka XC2	
- betonin lujuusluokka C25/30	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- raudoitus B500B	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- betonin materiaaliosavarmuusluku	$\gamma_c = 1,5$
- raudoituksen materiaaliosavarmuusluku	$\gamma_s = 1,15$
- betonin murtopuristuma	$\epsilon_{cu} = -0,0035$
- raudoituksen murtovenymä	$\epsilon_{yd} = 0,0022$
- taivutusmomentin mitoitusarvo	$M_{Ed} = 38,0 \text{ kNm}$
- leikkausvoiman mitoitusarvo	$V_{Ed} = 54,8 \text{ kN/m}$

### 6.1.2 Lujuuksien mitoitusarvot

Betonin mitoituslujuus

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,17 \text{ MPa}$$

Raudoituksen mitoituslujuus

$$f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

### 6.1.3 Betonipeitteen paksuus

Oletetaan  $\Phi_{pt} = 12 \text{ mm}$

Tartunnan asettama betonipeitteen vähimmäisarvo

$$c_{\min,b} = \Phi_{pt} = 12 \text{ mm}$$

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus

betoniteräs, rasitusluokka XC2

$$c_{\min,dur} = 20 \text{ mm}$$

Betonipeitteen vähimmäisarvo

$$c_{\min} = \max ( c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 10 \text{ mm} ) = 20 \text{ mm}$$

Mittapoikkeama

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

Betonipeitteen nimellisarvo

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 30 \text{ mm}$$

#### 6.1.4 Taivutusmitoitus

Raudoituksen tehollinen korkeus

$$\text{Oletetaan } \Phi_{pt} = 12 \text{ mm}$$

$$d = h - c_{nom} - \frac{1}{2}\Phi_{pt} = 164 \text{ mm}$$

Suhteellinen momentti

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{d^2 f_{cd}} = 0,0995$$

Puristuspinnan suhteellinen korkeus

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,105$$

Tarkistetaan raudoituksen myötääminen betonin puristuspinnan saavuttaessa murtotilan

$$\beta_{bd} = \lambda \frac{-\varepsilon_{cu}}{-\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0,493 \qquad \lambda = 0,8$$

$$\beta < \beta_{bd}$$

→ Raudoitus on myödessä

Mekaaninen raudoitussuhde

$$\omega = \beta$$

Vaadittu raudoituspinta-ala

$$A_{s,vaad} = \omega d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 563 \frac{mm^2}{m}$$

Jos 10 mm:n tanko

$$\Phi_{pt} = 10 \text{ mm} \qquad A_{s1} = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$k = \frac{A_{s1}}{A_{s,vaad}} = 139 \text{ mm}$$

Jos 12 mm:n tanko

$$\Phi_{pt} = 12 \text{ mm} \qquad A_{s1} = 113 \text{ mm}^2$$

$$k = \frac{A_{s1}}{A_{s,vaad}} = 200 \text{ mm}$$

Valitaan T12 k200

### 6.1.5 Leikkausmitoitus, anturan ja seinän liitos

$$V_{Ed} = 54,8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Kokeillaan anturan tartunnat T10 k400} \quad A_s = 196,3 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Liitoksen leikkauskestävyyden mitoitusarvo:

$$V_{Rd,i} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$$

c ja  $\mu$  ovat työsauman karheuden huomioon ottavia kertoimia

$$c = 0,025$$

$$\mu = 0,5$$

Huomioidaan pystykuormana ainoastaan seinän omapaino

$$g_{k,seinä} = b \cdot h \cdot \gamma_{bet} = 18 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_n = \frac{g_{k,seinä}}{b} = 0,09 \text{ N/mm}^2$$

Lujuudet:

Betoni C25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0,05} = 1,8 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\alpha_{ct} = 1,0$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Vaarnojen kulma  $\alpha = 90^\circ$

Poikkileikkauksen pinta-ala metrin matkalta

$$A_i = 200\,000 \text{ mm}^2$$

Raudoitussuhde

$$\rho = \frac{A_s}{A_i} = 0,000982$$

$$V_{Rd,i} = 0,288 \text{ N/mm}^2 \leq 0,3 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} = 3,83 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

kerrotaan seinän leveydellä  $b = 200 \text{ mm}$

$$V_{Rd} = 57,7 \text{ kN/m} > V_{Ed} = 54,8 \text{ kN/m} \quad \text{OK}$$

## 7 TUKIMUURIEN MITOITUS

Tukimuurin autotallin ulkoseinän puoleiseen päähän tehdään poikittainen jäykistävä seinä, jonka avulla suurimman maanpaineen alueella kuormitus siirretään autotallin perustuksille. Tämän avulla tukimuurin mitoitus suoritetaan maanpaineen vallitsevalle arvolle 1 metrin etäisyydellä autotallin seinästä. Mitoitus tapahtuu maanpaine kuorman lepopaine-arvolle.

### 7.1 Lähtötiedot

- seinän paksuus	$b = 300 \text{ mm}$
- seinän korkeus	$h = 4600 \text{ mm}$
- mitoituksessa käytettävä maanpinnan korkeus	$z = 3700 \text{ mm}$
- täyttömaa hiekka, arvioitu kitkakulma	$\varphi_k = 32^\circ$
- maanpaineluku (laskettu liitteessä 1)	$K_0 = 0,47$
- maan tilavuuspaino	$\gamma_{G,k} = 18 \text{ kN/m}^3$
- seuraamusluokka CC2	$K_{FI} = 1,0$
- hyötykuorma maanpinnalla	$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

### 7.2 Geotekninen mitoitus

Tässä tapauksessa kyseessä maanvarainen tukimuuri. Tehdään tarkastelut geotekniselle kantavuudelle sekä liukumiskestävyydelle ja rajoitetaan pystykuorman epäkeskisyyttä.





### 7.2.1 Geotekninen kantavuus

Pohjatutkimuksessa on annettu geotekninen kantavuus pohjapaineen sallittuna arvona  $\sigma_{sall} = 200 \text{ kN/m}^2$ , joten suoritetaan mitoitus kuormien ominaisarvoilla.

#### Pystykuormat

Arvataan mitoituksen tässä vaiheessa anturan leveydeksi  $B = 2,5 \text{ m}$  ja paksuudeksi  $H = 300 \text{ mm}$

$$\text{Anturan omapaino} \quad g_{k,antura} = B H \gamma_{bet} = 18,8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Seinän omapaino} \quad g_{k,seinä} = b h \gamma_{bet} = 34,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{täyttömaan omapaino} \quad g_{k,maa} = (B - a - b) z \gamma_{G,k} = 138,2 \text{ kN/m}$$

$$\text{hyötykuorma} \quad R_{q,k} = (B - a - b) q_k = 10,4 \text{ kN/m}$$

Pystykuormien resultantit

$$V_{max} = g_{k,antura} + g_{k,seinä} + g_{k,maa} + R_{q,k} = 201,9 \text{ kN/m}$$

Vaakakuormien resultantit

$$H_{g,k} = 0,5 m p_{g,k} (4,0 \text{ m}) z_1 = 67,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$H_{q,k} = m p_{q,k} z_1 = 9,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Taivutusmomentti ominaiskuormien yhdistelmällä anturan painopisteen suhteen

$$M = H_{g,k} \frac{z_1^2}{3} + H_{q,k} \frac{z_1^2}{2} + g_{k,seinä} \left( \frac{B}{2} - a - \frac{b}{2} \right) - (g_{k,maa} + R_{q,k}) \left( \frac{B}{2} - \frac{B - a - b}{2} \right) = 105,8 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Pystykuorman epäkeskisyys

epäkeskisyyden oltava pienempi kuin  $B/3$

$$e_B = \frac{M}{V_{max}} = 524 \text{ mm} < \frac{B}{3} = 833 \text{ mm}$$

Anturan tehokas leveys

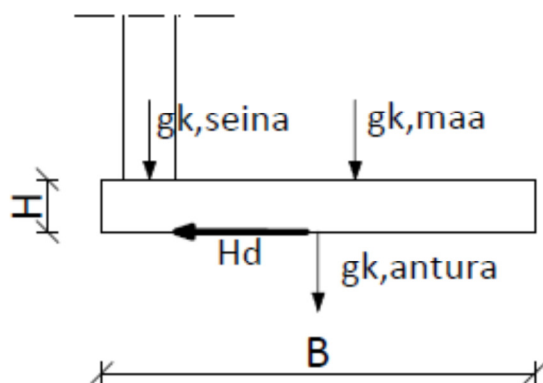
$$B_t = B - 2 e_B = 1451 \text{ mm}$$

**Pohjapaine**

$$\sigma = \frac{V_{max}}{B_t} = 139 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < \sigma_{sall}$$

## 7.2.2 Anturan liukumiskestävyys

Liukuvarmuustarkastelun vaarallisin kuormitusyhdistelmä on  $H_{max}$ ,  $V_{min}$



**6.10 a)**

$$\gamma_{Gkj,sup} = 1,35; \gamma_{Gkj,inf} = 0,9$$

$$H_{d,a} = \gamma_{Gkj,sup} H_{g,k} = 91,4 \text{ kN/m}$$

$$V_{d,a} = \gamma_{Gkj,inf} (g_{k,seinä} + g_{k,maa} + g_{k,antura}) = 172,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**6.10 b)**

$$\gamma_{Gkj,sup} = 1,15; \gamma_{Gkj,inf} = 0,9; \gamma_Q = 1,5$$

$$H_{d,b} = \gamma_{Gkj,sup} H_{g,k} + \gamma_Q H_{q,k} = 91,9 \text{ kN/m}$$

$$V_{d,b} = \gamma_{Gkj,inf} (g_{k,seinä} + g_{k,maa} + g_{k,antura}) = 172,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$H_d = 91,9 \text{ kN/m}$$

$$V_d = 172,3 \text{ kN/m}$$

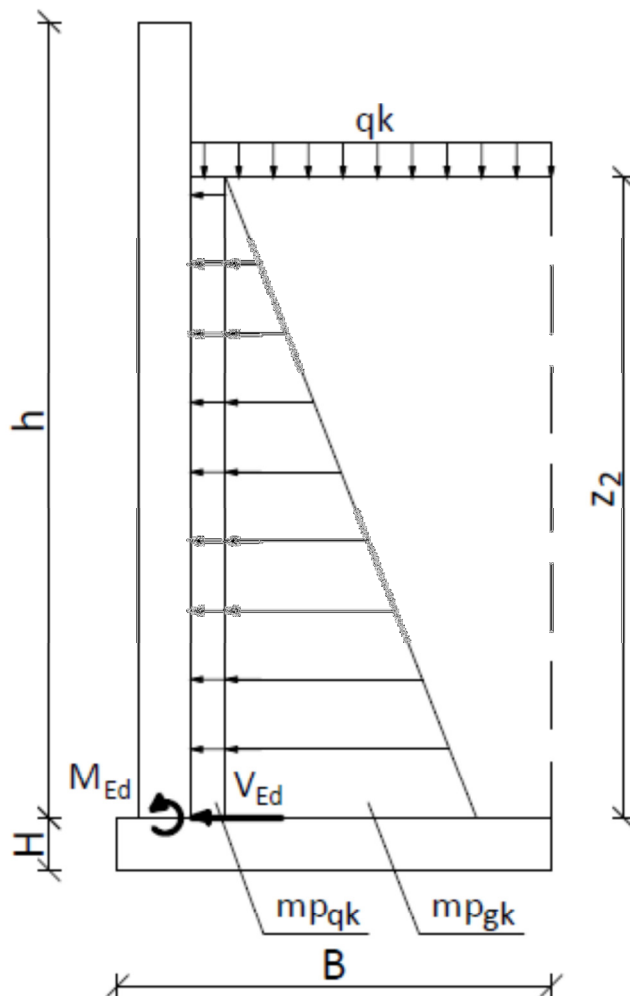
**Liukumiskestävyyden mitoitusarvo**

$$R_d = \frac{V_d \tan \varphi_d}{\gamma_{R,h}} = 97,8 \text{ kN/m}$$

$$H_d < R_d$$

Valitaan Anturan leveydeksi 2,5 m

### 7.3 Maanpaineiden mitoitusarvot ja rasitukset betonirakenteiden mitoitukseen



$$mp_{g,k} = K_0 \cdot z_2 \cdot \gamma$$

$$mp_{g,k} (0,0 \text{ m}) = 0,47 \cdot 0,0 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 0$$

$$mp_{g,k} (3,7 \text{ m}) = 0,47 \cdot 3,7 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 31,3 \text{ kN/m}^2$$

$$mp_{q,k} = K_0 \cdot q_k = 2,35 \text{ kN/m}^2$$

#### Käyttörajan tilan taivutusmomentit seinän ja anturan liitoksessa

Pysyvien kuormien taivutusmomentti

$$M_{g,k} = 0,5 \text{ mp}_{g,k} (3,7 \text{ m}) \frac{z_2^2}{3} = 71,4 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Muuttuvien kuormien taivutusmomentti

$$M_{q,k} = \text{mp}_{q,k} \frac{z_2^2}{2} = 16,1 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Ominaiskuormien yhdistelmä

$$M_{Ek,1} = M_{g,k} + M_{q,k} = 87,5 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Pitkäaikaisten kuormien yhdistelmä

Pitkäaikaiskuormien yhdistelykerroin hyötykuormalle  $\Psi_2 = 0,3$

$$M_{Ek,2} = M_{g,k} + \Psi_2 M_{q,k} = 76,2 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

### Murtorajatilien kuormitusyhdistelmät

#### 6.10 a)

$$\text{mp}_{g,d} = 1,35 K_{FI} \text{mp}_{g,k} = 42,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{mp}_{q,k} = 0$$

$$M_{Ed,a} = 96,5 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed,a} = 78,3 \text{ kN/m}$$

#### 6.10 b)

$$\text{mp}_{g,d} = 1,15 K_{FI} \text{mp}_{g,k} = 36,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{mp}_{q,d} = 1,5 K_{FI} \text{mp}_{q,k} = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{Ed,b} = 106,1 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed,b} = 79,6 \text{ kN/m}$$

Kaava 6.10 b) antaa määräävät rasitukset taivutusmomentille ja leikkausvoimalle

$$M_{Ed} = 106,1 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed} = 79,6 \text{ kN/m}$$

## 7.4 Betonirakenteiden mitoitus

### Lujuudet

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17,0 \text{ MPa}$$

Betonin puristuslujuuden keskiarvo

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 35,0 \text{ MPa}$$

Betonin vetolujuuden keskiarvo

$$f_{ctm} = 0,3 \text{ MPa} \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} = -0,0035$$

Raudoituksen vetolujuuden mitoitusarvo

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,8 \text{ MPa}$$

### Kimmokertoimet

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \left( \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0,3} = 32\,837 \text{ MPa}$$

$$E_c = 1,05 E_{cm} = 34\,478 \text{ MPa}$$

$$\text{Virumaluku } \varphi = 2,0$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi} = 11\,493 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

#### 7.4.1 Betonipeitteen paksuus

Oletetaan  $\Phi_{pt} = 12 \text{ mm}$

Tartunnan asettama betonipeitteen vähimmäisarvo

$$c_{min,b} = \Phi_{pt} = 12 \text{ mm}$$

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus

betoniteräs, rasitusluokka XC4

$$c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$$

Betonipeitteen vähimmäisarvo

$$c_{min} = \max ( c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm} ) = 25 \text{ mm}$$

Mittapoikkeama

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

Betonipeitteen nimellisarvo

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 \text{ mm}$$



### 7.4.2 Taivutusmitoitus

Taivutusmitoitus suoritetaan seinän ja anturan liitoksessa valitsevalle taivutusmomentin mitoitusarvolle  $M_{Ed} = 106,1 \text{ kNm/m}$ . Mitoituksesta saatu teräsmäärä asennetaan sekä seinän että anturan vedettyihin pintoihin. Mitoitus tapahtuu seinän yhden metrin kaistalle.

Seinän paksuus  $b = 300 \text{ mm}$

Raudoituksen tehollinen korkeus

$$d = b - c_{nom} - 0,5\phi_{pt} = 259 \text{ mm}$$

suhteellinen momentti

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{d^2 f_{cd}} = 0,0930$$

Puristuspinnan suhteellinen korkeus

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,0978 < \beta_{bd}$$

Mekaaninen raudoitussuhde

$$\omega = \beta$$

Vaadittu raudoitusal

$$A_{s,vaad} = \omega d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 990 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Valitaan T12 k100,  $A_{s,tot} = 1130 \text{ mm}^2/\text{m}$

### 7.4.3 Leikkausmitoitus

$V_{Ed} = 79,6 \text{ kN/m}$

Kokeillaan anturan tartunnat T12 k100

$$A_s = 1130 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Liitoksen leikkauskestävyyden mitoitusarvo:

$$V_{Rd,i} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$$

c ja  $\mu$  ovat työsauman karheuden huomioon ottavia kertoimia

$$c = 0,025$$

$$\mu = 0,5$$

$\sigma_n$  on pystykuormien aiheuttama jännitys eli pystykuormaa aiheutuu ainoastaan seinän omasta painosta, käytetään seinän korkeudelle keskimääräistä arvoa  $h = 3,5 \text{ m}$

$$g_{k,seinä} = b h \gamma_{bet} = 26,3 \text{ kN/m}$$

jaetaan seinän pystykuorma seinän leveydellä, niin saadaan jännitys. Tässä tapauksessa pystykuorma on mitoituksen kannalta edullista kuormaa käytetään osavarmuuskertoimena arvoa 0,9

$$\sigma_n = \frac{g_{k,seinä}}{b} = 0,079 \text{ N/mm}^2$$

Lujuudet:

Anturassa voidaan käyttää lujuusluokan C25/30 betonia, mutta seinä tehdään rasisluokkansa mukaisesti lujuusluokan C30/37 betonista, joten käytetään mitoituksessa betonille heikompaa lujuutta C25/30.

Betoni C25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0,05} = 1,8 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\alpha_{ct} = 1,0$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Vaarnojen kulma  $\alpha = 90^\circ$

Poikkileikkauksen pinta-ala metrin matkalta

$$A_i = 300\,000 \text{ mm}^2$$

Raudoitussuhde

$$\rho = \frac{A_s}{A_i} = 0,00377$$

$$V_{Rd,i} = 0,874 \text{ N/mm}^2 \leq 0,3 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} = 3,83 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

kerrotaan seinän leveydellä  $b = 300 \text{ mm}$

$$V_{Rd} = 262 \text{ kN/m} > V_{Ed} = 79,6 \text{ kN/m} \quad \text{OK}$$

#### 7.4.4 Halkeamaleveyden laskenta

Betonirakenteen halkeamaleveyttä tulee rajoittaa rasitusluokan mukaisesti. Tässä tapauksessa kyseessä ulkotilassa sään armoilla oleva rakenne, jonka rasitusluokat Eurokoodin mukaan ovat XC4 ja XF1. Pitkäaikaiskuormilla laskettuna halkeamaleveys rajoitettava pienemmäksi kuin  $w_{\max} = 0,3 \text{ mm}$ .

Halkeamaleveys tarkistetaan raudoituksella T12 k100,  $A_s = 1130 \text{ mm}^2/\text{m}$

Ominaiskuormien taivutusmomentti  $M_{Ek,1} = 87,5 \text{ kNm/m}$

Pitkäaikaiskuormien taivutusmomentti  $M_{Ek,2} = 76,2 \text{ kNm/m}$

$$E_c = 34\,478 \text{ MPa}$$

$$E_{c,eff} = 11\,493 \text{ MPa}$$

### Kimmokertoimien suhteet

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = 5,80$$

$$\alpha_{ec} = \frac{E_s}{E_{eff}} = 17,40$$

### Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X = d \rho \alpha_e \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho + \alpha_e}} \right) = 52,1 \text{ mm}$$

$$X_c = d \rho \alpha_{ec} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho + \alpha_{ec}}} \right) = 83,2 \text{ mm}$$

### Sisäinen momenttivarssi

$$z = d - \frac{X}{3} = 241,6 \text{ mm}$$

$$z_c = d - \frac{X_c}{3} = 231,3 \text{ mm}$$

### Betonin tehollinen vedetty ala

$$h_{c,ef} = \min \left[ 2,5(h - d); \frac{h - X}{3}; \frac{h}{2} \right]$$

$$h_{c,ef} = \min[102,5 \text{ mm}; 82,6 \text{ mm}; 150 \text{ mm}] = 82,6 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = h_{c,ef} = 82,6 \text{ mm}$$

### Suhteellinen raudoitusala

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0,01369$$

### Poikkileikkauksen halkeamisen tarkistus

Käytetään vetolujuudelle vetolujuuden keskiarvoa

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$W = \frac{h^2}{6} = 0,015 \frac{\text{m}^3}{\text{m}}$$

$$M_{cr} = f_{ct,eff} \cdot W = 43,4 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{Ek,1} > M_{cr} \rightarrow \text{Poikkileikkaus halkeaa}$$

### Raudoituksen jännitys pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä

$$\sigma_{s,LT} = \frac{M_{Ek,2}}{A_s z_c} = 291,3 \text{ MPa}$$

### Raudoituksen keskimääräinen venymä

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_{s,LT} - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} = 0,00100$$

### Raudoituksen venymä halkeaman kohdalla

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_{s,LT}}{E_s} = 0,00146$$

$$\frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_s} = 0,685 > 0,6$$

### Halkeamaväli

Kertoimet

*Tartunnan huomioon ottava kerroin, harjateräkselle*  $k_1 = 0,8$

*Rasitusmuodon huomioon ottava kerroin, taivutukselle*  $k_2 = 0,5$

*Kansallisesti valittava kerroin, Suomessa suositusarvo  $k_3 = 3,4$*

*Kansallisesti valittava kerroin, Suomessa suositusarvo  $k_4 = 0,425$*

$$c = c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 268,050 \text{ mm}$$

### **Halkeamaleveys**

$$w_k = S_{r,max} \cdot \varepsilon_{sm} = 0,268 \text{ mm}$$

$$w_{max} = 0,3 \text{ mm}$$

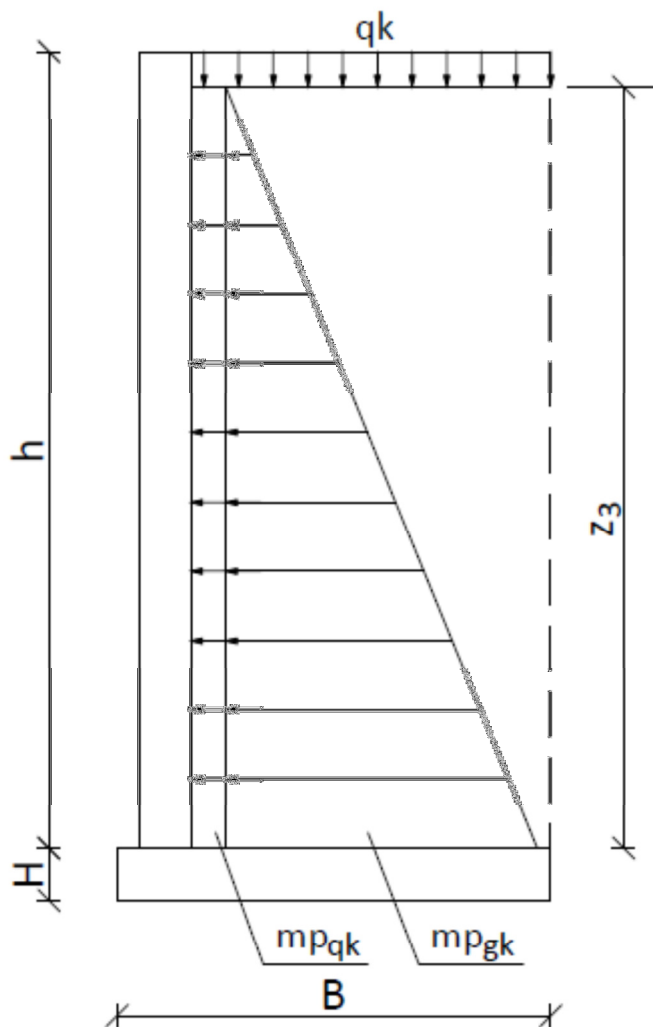
$$w_k < w_{max}$$

→ Halkeamaleveys sallituissa rajoissa

## **7.5 Poikittaisseinän mitoitus**

Tukimuurin autotallin ulkoseinän puoleiseen päähän mitoitetaan poikittainen seinä, jonka avulla suurimman maanpaineen alueella voimia siirretään autotallin

anturalle. Seinälle mitoitetaan maanpaineesta 1 metrin kaista.



1 metrin kaistalta seinälle maanpaineesta aiheutuvien kuormien ominaisarvot

$$mp_{g,k} = K_0 z_1 \gamma_{G,k}$$

$$mp_{g,k} (0,0 \text{ m}) = 1,0 \text{ m} \cdot 0,47 \cdot 0,0 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 0$$

$$mp_{g,k} (4,4 \text{ m}) = 1,0 \text{ m} \cdot 0,47 \cdot 4,4 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 37,2 \text{ kN/m}$$

$$mp_{q,k} = 1,0 \text{ m} \cdot K_0 \cdot q_k = 2,35 \text{ kN/m}$$

### Murtorajatilan kuormitusyhdistelmät

#### 6.10 a)

$$mp_{g,d} = 1,35 K_{FI} mp_{g,k} = 50,2 \text{ kN/m}$$

$$m_{p,q,k} = 0$$

$$M_{Ed,a} = 162,0 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,a} = 110,4 \text{ kN}$$

### 6.10 b)

$$m_{p,g,d} = 1,15 K_{FI} m_{p,g,k} = 42,8 \text{ kN/m}$$

$$m_{p,q,d} = 1,5 K_{FI} m_{p,q,k} = 3,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,b} = 172 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,b} = 109,6 \text{ kN}$$

Kaava 6.10 b) antaa määräävät rasitukset taivutusmomentille ja leikkausvoimalle

$$M_{Ed} = 172 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 109,6 \text{ kN}$$

### 7.5.1 Seinän taivutusmitoitus

Mitoitetaan seinä mastopilarina

raudoituksen tehollinen korkeus

Oletetaan raudoituksen mahtuvan kahteen riviin,  $\phi_{pt} = 10 \text{ mm}$ ,  $\phi_h = 8$

$$d = 1300 - c_{nom} - \phi_h - \phi_{pt} - 10 \text{ mm} = 1237 \text{ mm}$$

sisäinen momenttivarsi

$$z = 0,9 d = 1113$$

Valitaan  $z = 1100 \text{ mm}$

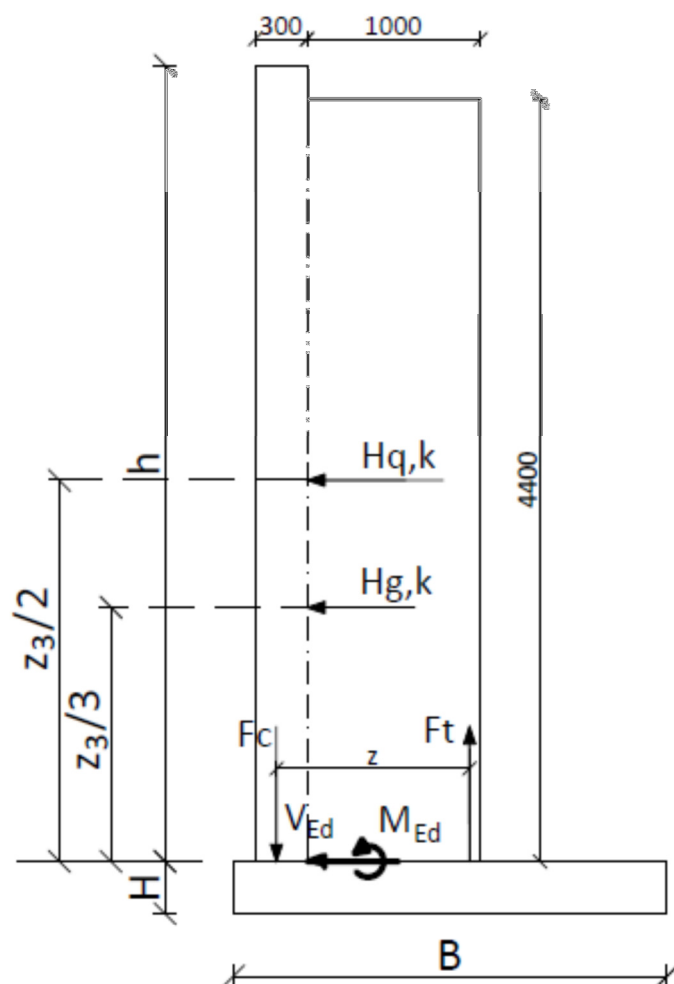


Vaadittu raudoitusala

$$A_{s,vaad} = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}} = 360 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{pt} = 10 \text{ mm}, A_{s1} = 78,5 \text{ mm}$$

Vaadittava raudoitus 5 T10



### 7.5.2 Vetovoiman siirto autotallin seinäanturalle

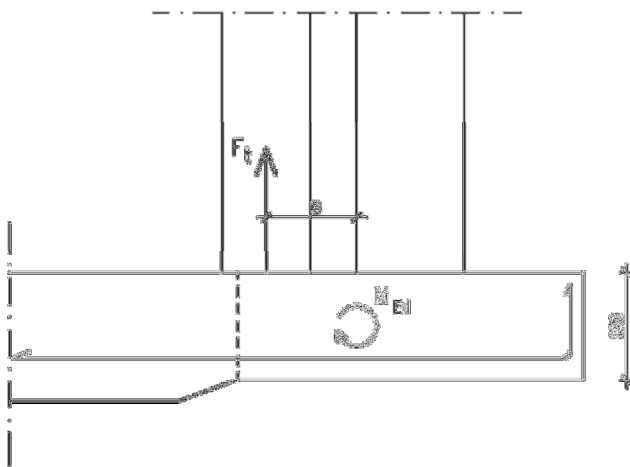
Mitoitetaan autotallin seinäantura ulokkeena poikittaisseinästä aiheutuvalle vetovoimalle.

Poikittaisseinän aiheuttama vetovoima

$$F_t = \frac{M_{Ed}}{z} = 156,4 \text{ kN}$$

Autotallin seinäanturalle aiheutuva taivutusmomentti

$$M_{Ed} = F_t e = 31,3 \text{ kNm}$$



## Taivutusmitoitus

Raudoituksen tehollinen korkeus

$$c_{nom} = 50 \text{ mm}, \phi_{pt} = 10 \text{ mm}, h = 250 \text{ mm}$$

$$d = h - c_{nom} - 0,5\phi_{pt} = 195 \text{ mm}$$

suhteellinen momentti

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{d^2 f_{cd}} = 0,0580$$

Puristuspinnan suhteellinen korkeus

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,0598 < \beta_{bd}$$


Mekaaninen raudoitussuhde

$$\omega = \beta$$

Vaadittu raudoitusala

$$A_{s,vaad} = \omega d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 381 \frac{mm^2}{m}$$

Valitaan 6 T10,  $A_{s,tot} = 471 \text{ mm}^2/\text{m}$

 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <b>Maanpaineisiinä</b> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>1</b>	Rev
	Part		
Job Title Maanpaineisiinä h=3600		Ref	
		By	Date 18-03-13 Chd
Client	File Maanpaineisiinä h=3600	Date/Time	02-Nov-2013 10:19

### Job Information

	Engineer	Checked	Approved
Name:			
Date:	18-03-13		

Structure Type	PLANE FRAME
----------------	-------------

Number of Nodes	2	Highest Node	2
Number of Elements	1	Highest Element	1

Number of Basic Load Cases	4
Number of Combination Load Cases	0
Number of Envelope Load Cases	0

Included in this printout are data for:

All	The Whole Structure
-----	---------------------

Included in this printout are results for load cases:


Type	L/C	Name
Dead	DL1	6.10 a
Dead	DL2	6.10 b
Dead	DL3	ominaiskuormien yhdistelmä
Dead	DL4	pitkäaikaiskuormien yhdistelmä

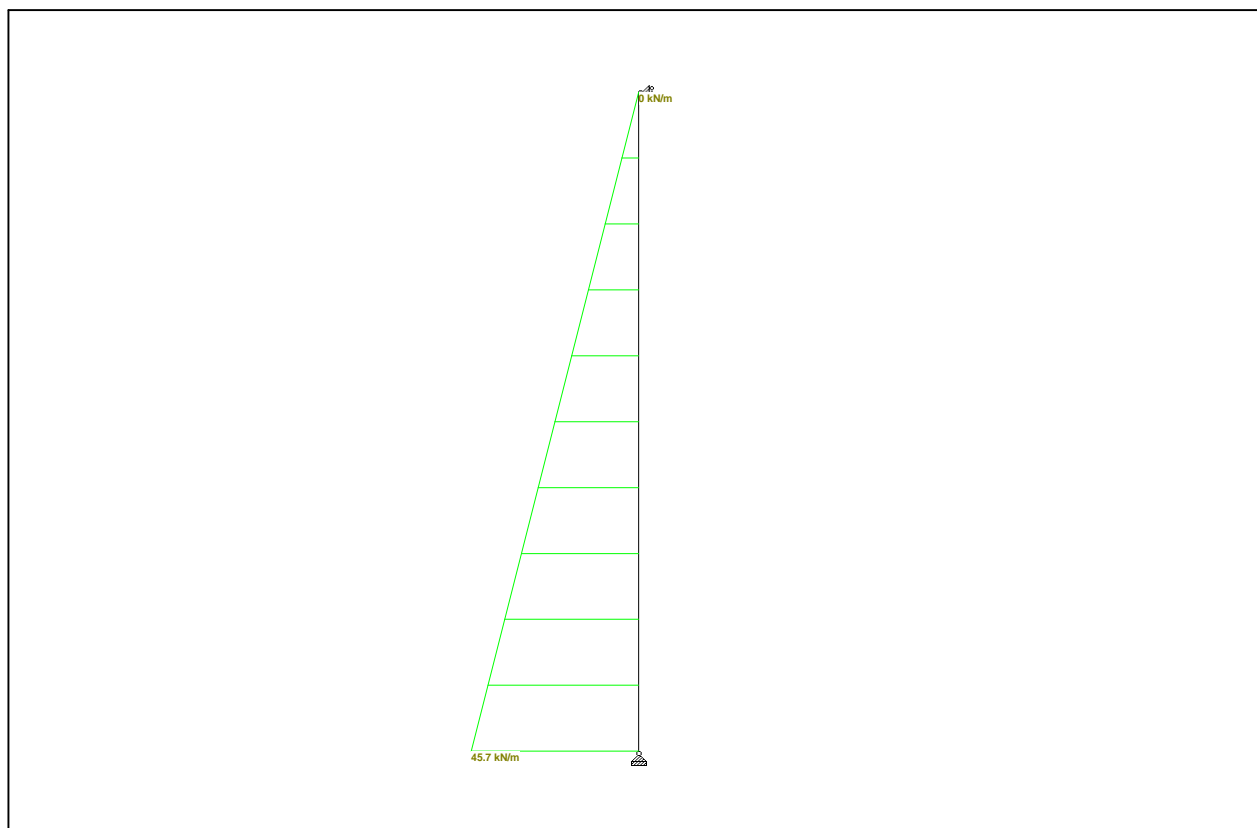
### Elements

Emt	Node A	Node B	Length (m)	Prop A	Prop B	$\beta$ degrees
1	1	2	3.600	1	-	0

### Reactions

Node	L/C	Horizontal		Vertical	Moment		
		FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1	DL1	-54.840		0.000		0.000	
	DL2	-53.058		0.000		0.000	
	DL3	-44.838		0.000		0.000	
	DL4	-41.886		0.000		0.000	
2	DL1	-27.420		0.000		0.000	
	DL2	-29.706		0.000		0.000	
	DL3	-24.534		0.000		0.000	
	DL4	-21.582		0.000		0.000	

 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <b>Maanpaineisiinä</b> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>2</b>	Rev
	Part		
Job Title Maanpaineisiinä h=3600		Ref	
		By	Date 18-03-13 Chd
Client	File Maanpaineisiinä h=3600	Date/Time 02-Nov-2013 10:19	



RAKENNEMALLI 6.10 a



# **AUTOTALLI KIRJATANKKI**

## ***Maanpaineisiinä***

Software licensed to Oulu Teknillien

Job No

Sheet No

**3**

Rev

Part

Job Title Maanpaineisiinä h=3600

Ref

By

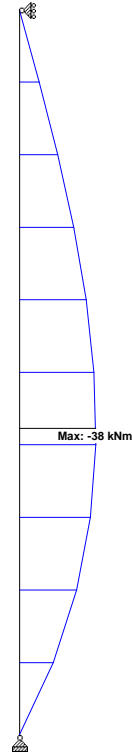
Date 18-03-13

Chd


Client

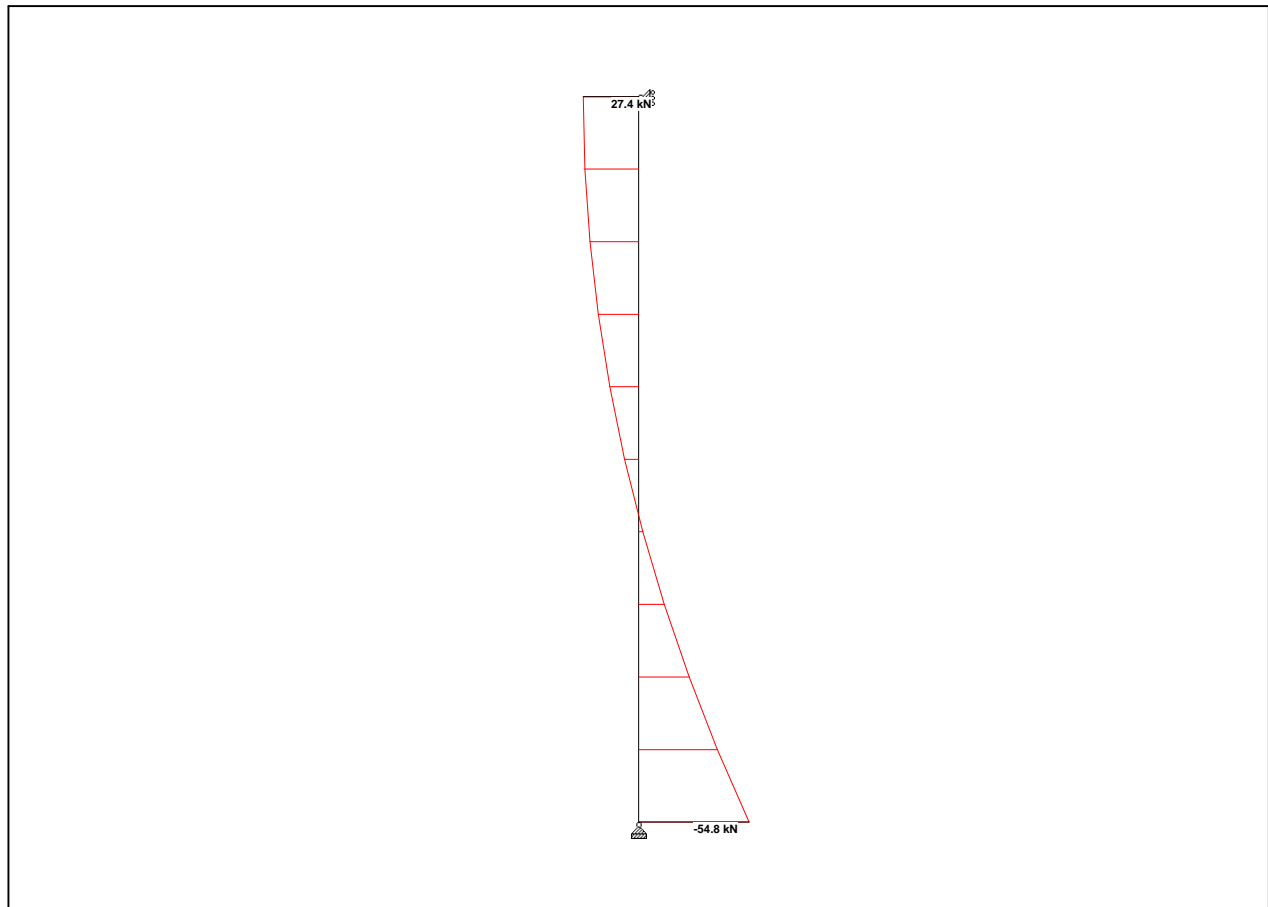
File Maanpaineisiinä h=3600

Date/Time 02-Nov-2013 10:19




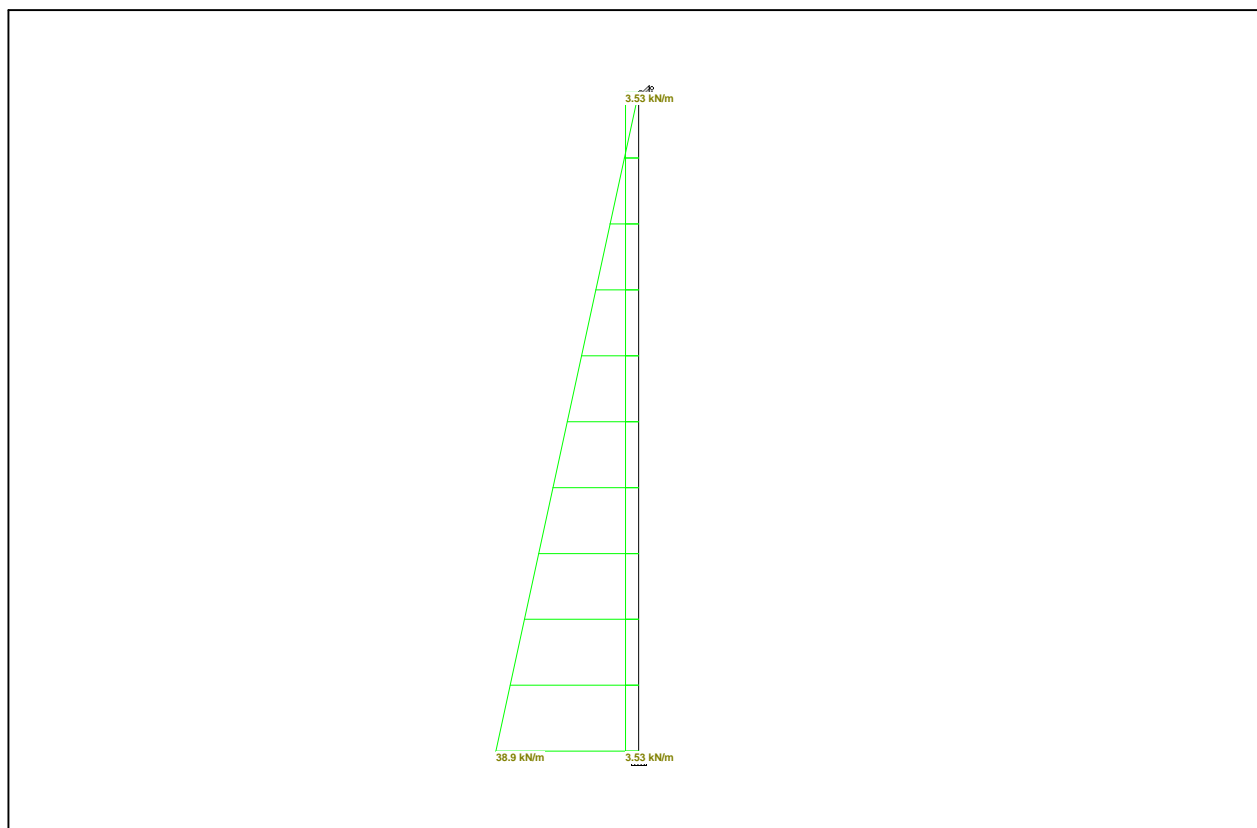
TAIVUTUSMOMENTTI 6.10 a

 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <b>Maanpaineisiinä</b> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>4</b>	Rev
	Part		
Job Title <b>Maanpaineisiinä h=3600</b>	Ref		
	By	Date <b>18-03-13</b>	Chd
Client	File <b>Maanpaineisiinä h=3600</b>	Date/Time <b>02-Nov-2013 10:19</b>	



LEIKKAUSVOIMA 6.10 a

 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <b>Maanpaineseinä</b> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>5</b>	Rev
	Part		
Job Title <b>Maanpaineseinä h=3600</b>	Ref		
	By	Date <b>18-03-13</b>	Chd
Client	File <b>Maanpaineseinä h=3600</b>	Date/Time <b>02-Nov-2013 10:19</b>	



RAKENNEMALLI 6.10 b





# **AUTOTALLI KIRJATANKKI**

## ***Maanpaineisiinä***

Software licensed to Oulu Teknillien

Job No

Sheet No

**6**

Rev

Part

Job Title Maanpaineisiinä h=3600

Ref

By

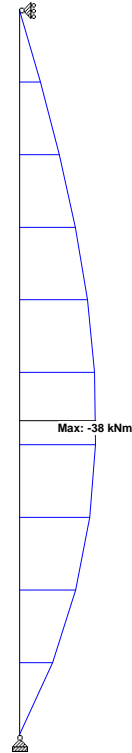
Date 18-03-13

Chd


Client

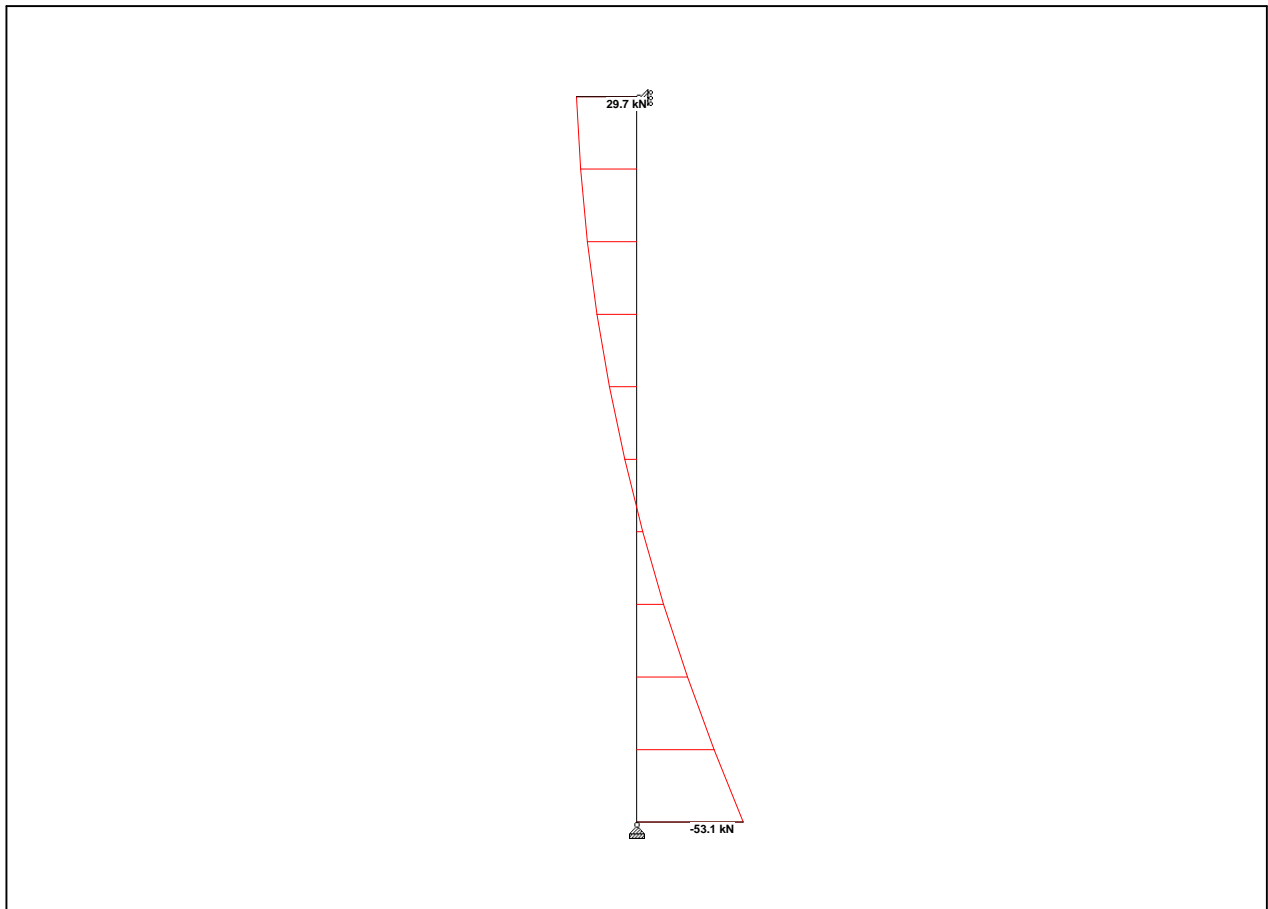
File Maanpaineisiinä h=3600

Date/Time 02-Nov-2013 10:19



TAIVUTUSMOMENTTI 6.10 b

 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <b>Maanpaineseinä</b> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>7</b>	Rev
	Part		
Job Title Maanpaineseinä h=3600		Ref	
		By	Date 18-03-13 Chd
Client	File Maanpaineseinä h=3600	Date/Time	02-Nov-2013 10:19



LEIKKAUSVOIMA 6.10 b



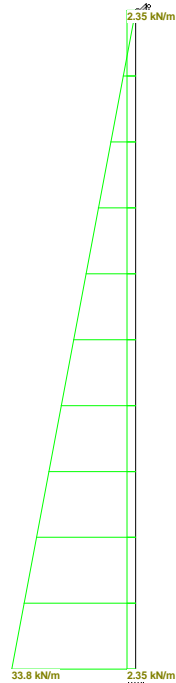
# **AUTOTALLI KIRJATANKKI**

## ***Maanpaineseinä***

Software licensed to Oulu Teknillien

Job No	Sheet No <b>8</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 18-03-13	Chd
File Maanpaineseinä h=3600	Date/Time 02-Nov-2013 10:19	

Job Title Maanpaineseinä h=3600	
Client	



RAKENNEMALLI OMINAISKUORMAT



# **AUTOTALLI KIRJATANKKI**

## ***Maanpaineseinä***

Software licensed to Oulu Teknillien

Job No

Sheet No

**9**

Rev

Part

Job Title Maanpaineseinä h=3600

Ref

By

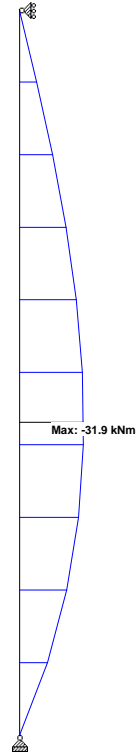
Date 18-03-13

Chd


Client

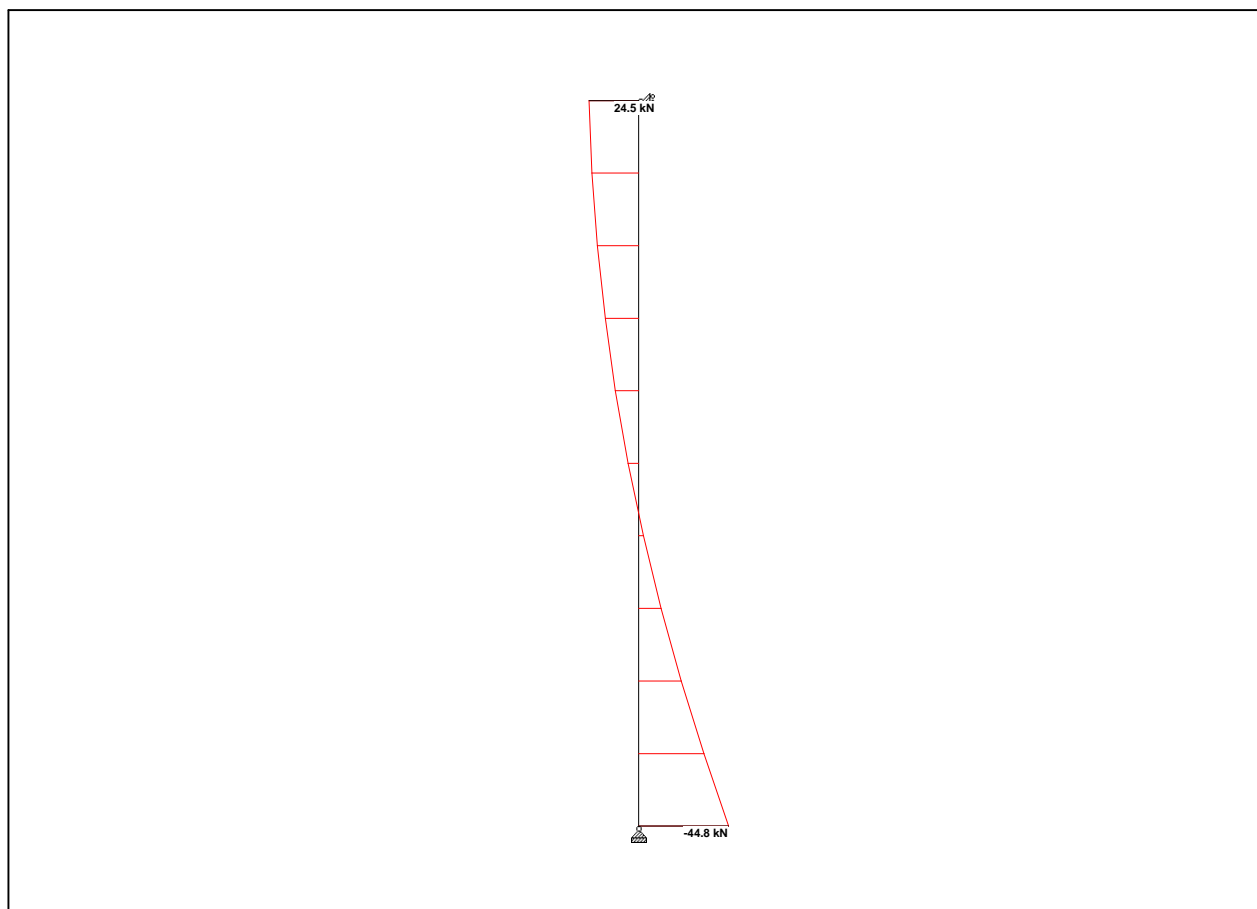
File Maanpaineseinä h=3600

Date/Time 02-Nov-2013 10:19




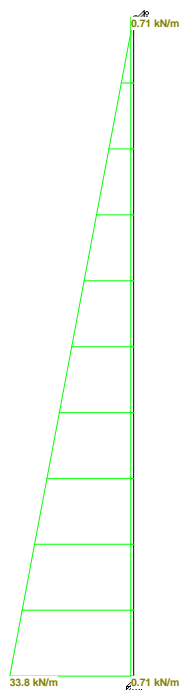
OMINAISKUORMIEN TAIVUTUSMOMENTTI

 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <b>Maanpaineseinä</b> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>10</b>	Rev
	Part		
Job Title <b>Maanpaineseinä h=3600</b>	Ref		
	By	Date <b>18-03-13</b>	Chd
Client	File <b>Maanpaineseinä h=3600</b>	Date/Time <b>02-Nov-2013 10:19</b>	



LEIKKAUSVOIMA OMINAISKUORMAT

 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <b>Maanpaineseinä</b> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>11</b>	Rev
	Part		
Job Title Maanpaineseinä h=3600	Ref		
	By	Date 18-03-13	Chd
Client	File Maanpaineseinä h=3600	Date/Time 02-Nov-2013 10:19	



RAKENNEMALLI PITKÄAIKAISKUORMAT



# **AUTOTALLI KIRJATANKKI**

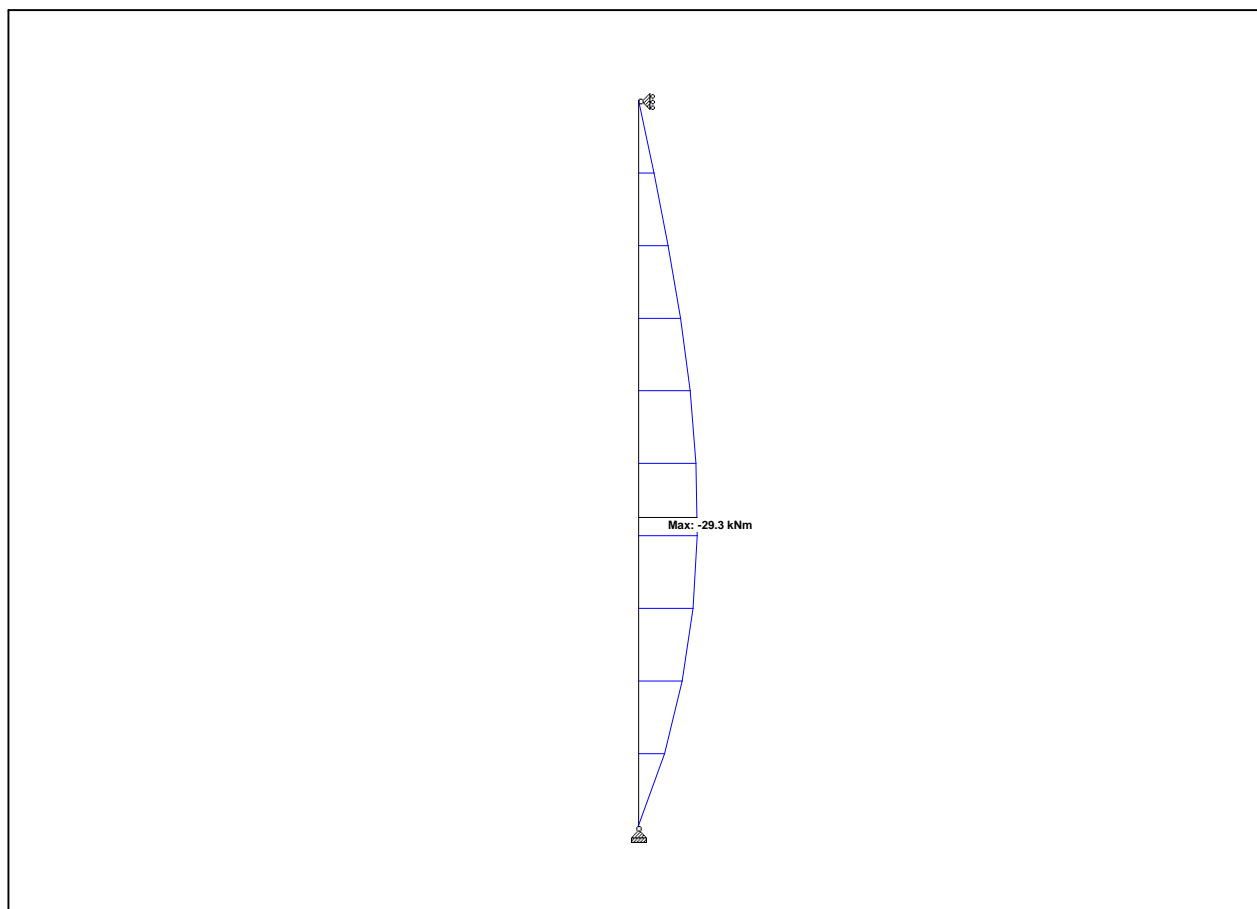
## ***Maanpaineisiinä***

Software licensed to Oulu Teknillien


Job No	Sheet No <b>12</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 18-03-13	Chd
File Maanpaineisiinä h=3600	Date/Time 02-Nov-2013 10:19	

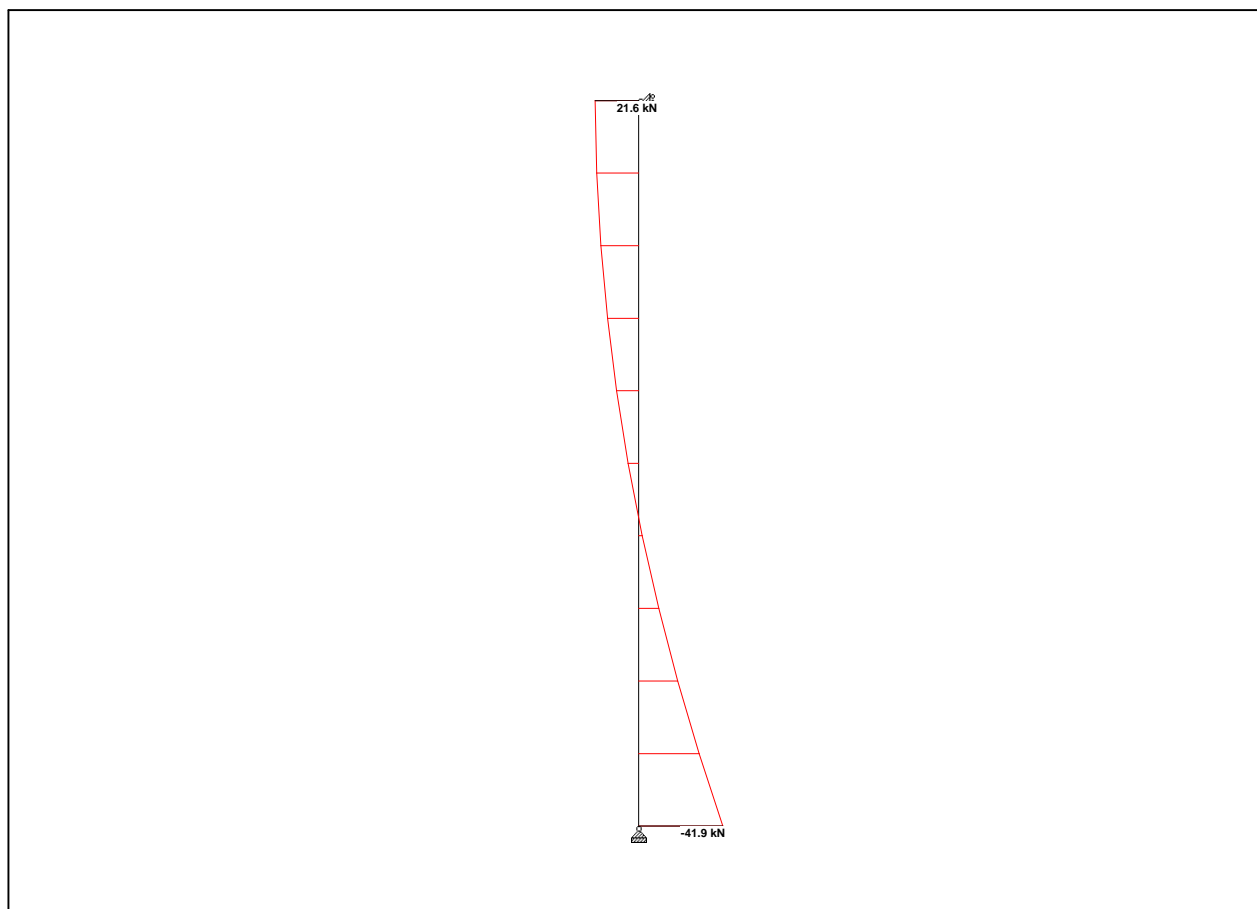
Job Title Maanpaineisiinä h=3600

Client




PITKÄAIKAISKUORMIEN TAIVUTUSMOMENTTI

 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <b>Maanpaineisiinä</b> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>13</b>	Rev
	Part		
Job Title <b>Maanpaineisiinä h=3600</b>	Ref		
	By	Date <b>18-03-13</b>	Chd
Client	File <b>Maanpaineisiinä h=3600</b>	Date/Time <b>02-Nov-2013 10:19</b>	



LEIKKAUSVOIMA PITKÄAIKAISKUORMAT



 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <b>Yläpohjalaatta</b> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>1</b>	Rev
	Part		
Job Title YLÄPOHJALAATTA	Ref		
	By	Date 03-03-13	Chd
Client	File YLÄPOHJALAATTA.psa	Date/Time	15-Sep-2013 12:00

### Job Information

	Engineer	Checked	Approved
Name:			
Date:	03-03-13		

Structure Type	PLANE FRAME
----------------	-------------

Number of Nodes	3	Highest Node	3
Number of Elements	2	Highest Element	2

Number of Basic Load Cases	2
Number of Combination Load Cases	0
Number of Envelope Load Cases	0

Included in this printout are data for:

All	The Whole Structure
-----	---------------------

Included in this printout are results for load cases:


Type	L/C	Name
Dead	DL1	KT1
Dead	DL2	KT2

### Elements

Emt	Node A	Node B	Length (m)	Prop A	Prop B	$\beta$ degrees
1	1	2	3.900	1	-	0
2	2	3	3.900	1	-	0


### Reactions

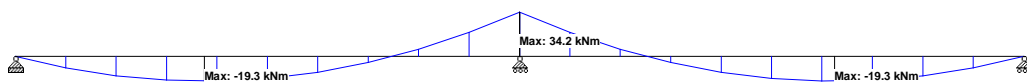
Node	L/C	Horizontal		Vertical	Moment		
		FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1	DL1	0.000		26.325		0.000	
	DL2	0.000		26.837		0.000	
2	DL1	0.000		87.750		0.000	
	DL2	0.000		82.631		0.000	
3	DL1	0.000		26.325		0.000	
	DL2	0.000		22.742		0.000	

 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <i>Yläpohjalaatta</i> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>2</b>	Rev
	Part		
Job Title YLÄPOHJALAATTA	Ref		
	By	Date 03-03-13	Chd
Client	File YLÄPOHJALAATTA.psa	Date/Time 15-Sep-2013 12:00	




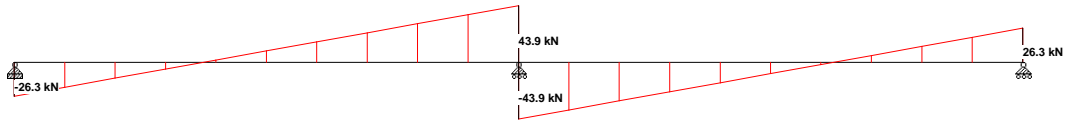
Rakennemalli KT1

 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <i>Yläpohjalaatta</i> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>3</b>	Rev
	Part		
Job Title YLÄPOHJALAATTA	Ref		
	By	Date 03-03-13	Chd
Client	File YLÄPOHJALAATTA.psa	Date/Time 15-Sep-2013 12:00	




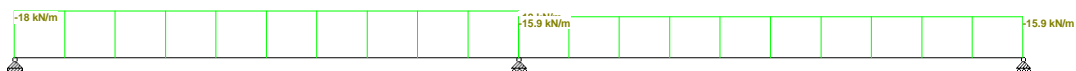
Whole Structure My 100kNm:1m DL1: KT1

 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <i>Yläpohjalaatta</i> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>4</b>	Rev
	Part		
Job Title YLÄPOHJALAATTA		Ref	
		By	Date 03-03-13 Chd
Client	File YLÄPOHJALAATTA.psa	Date/Time 15-Sep-2013 12:00	




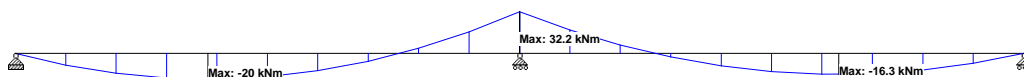
Leikkausvoima KT1

 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <i>Yläpohjalaatta</i> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>5</b>	Rev
	Part		
Job Title YLÄPOHJALAATTA	Ref		
	By	Date 03-03-13	Chd
Client	File YLÄPOHJALAATTA.psa	Date/Time 15-Sep-2013 12:00	




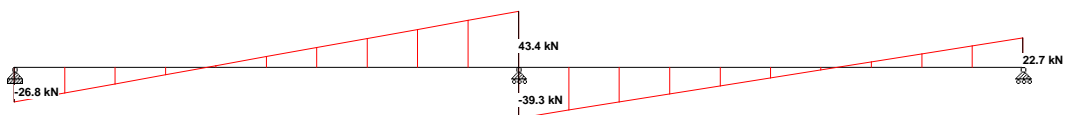
Rakennemalli KT2

 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <i>Yläpohjalaatta</i> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>6</b>	Rev
	Part		
Job Title YLÄPOHJALAATTA	Ref		
	By	Date 03-03-13	Chd
Client	File YLÄPOHJALAATTA.psa	Date/Time 15-Sep-2013 12:00	




Taivutusmomentti KT2

 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <i>Yläpohjalaatta</i> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>7</b>	Rev
	Part		
Job Title YLÄPOHJALAATTA	Ref		
	By	Date 03-03-13	Chd
Client	File YLÄPOHJALAATTA.psa	Date/Time 15-Sep-2013 12:00	



Leikkausvoima KT2

 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <i>Yläpohjan 1-aukkoinen keskipalkki</i> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>1</b>	Rev
	Part		
Job Title 1-AUKKOINEN PALKKI	Ref		
	By	Date 05-05-13	Chd
Client	File 1-AUKKONEN PALKKI.p	Date/Time	05-May-2013 20:15

### Job Information

	Engineer	Checked	Approved
Name:			
Date:	05-05-13		

Structure Type	PLANE FRAME
----------------	-------------

Number of Nodes	2	Highest Node	2
Number of Elements	1	Highest Element	1

Number of Basic Load Cases	1
Number of Combination Load Cases	0
Number of Envelope Load Cases	0

Included in this printout are data for:

All	The Whole Structure
-----	---------------------

Included in this printout are results for load cases:

Type	L/C	Name
Dead	DL1	Dead Loadcase 1


### Elements

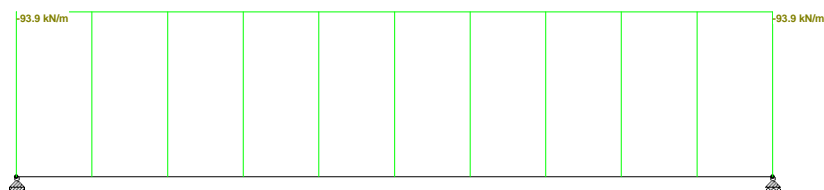
Emt	Node A	Node B	Length (m)	Prop A	Prop B	$\beta$ degrees
1	1	2	8.610	1	-	0

### Reactions


Node	L/C	Horizontal		Vertical	Moment		
		FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1	DL1	0.000		404.239		0.000	
2	DL1	0.000		404.239		0.000	

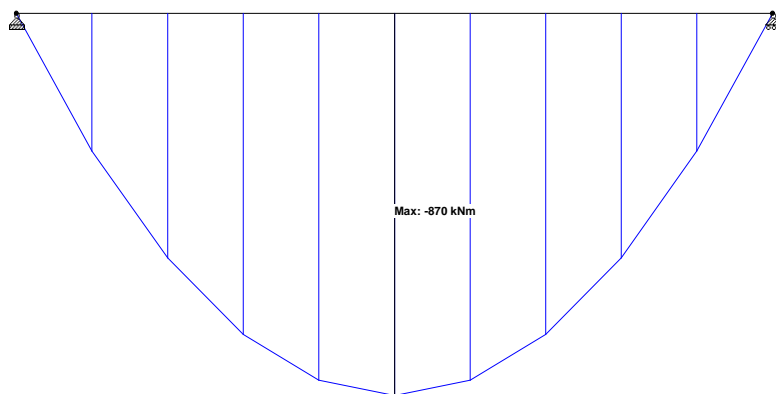


 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <i>Yläpohjan 1-aukkoinen keskipalkki</i> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>2</b>	Rev
	Part		
Job Title 1-AUKKOINEN PALKKI	Ref		
	By	Date 05-05-13	Chd
Client	File 1-AUKKONEN PALKKI.p	Date/Time 05-May-2013 20:15	




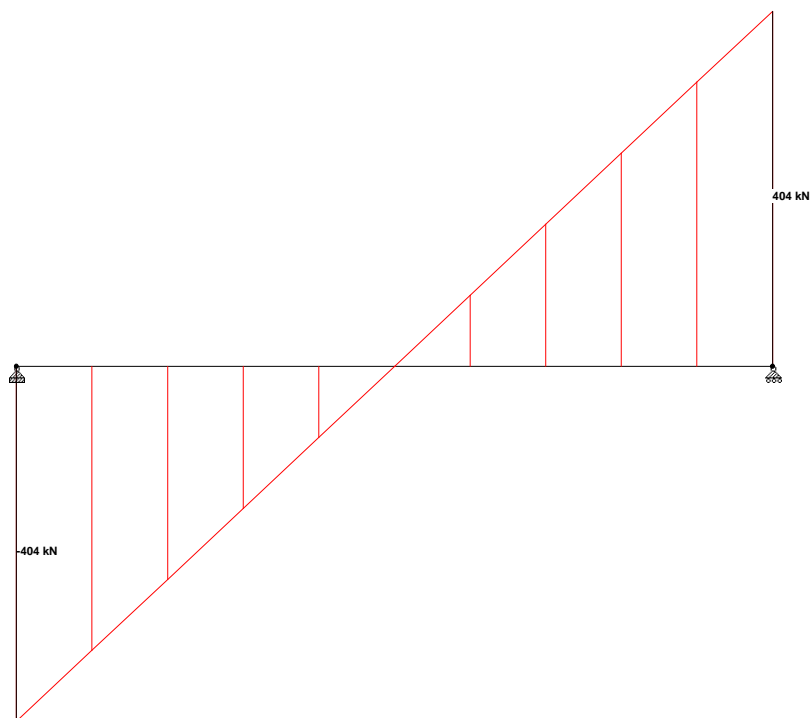
Rakennemalli

 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <i>Yläpohjan 1-aukkoinen keskipalkki</i> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>3</b>	Rev
	Part		
Job Title 1-AUKKOINEN PALKKI	Ref		
	By	Date 05-05-13	Chd
Client	File 1-AUKKONEN PALKKI.p	Date/Time 05-May-2013 20:15	




Taivutusmomentti

 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <i>Yläpohjan 1-aukkoinen keskipalkki</i> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>4</b>	Rev
	Part		
Job Title 1-AUKKOINEN PALKKI	Ref		
	By	Date 05-05-13	Chd
Client	File 1-AUKKONEN PALKKI.p	Date/Time 05-May-2013 20:15	



Leikkausvoima

 <b>AUTOTALLI KIRJATANKKI</b> <i>yläpohjan 2-aukkoisen palkki</i> <small>Software licensed to Oulu Teknillien</small>	Job No	Sheet No <b>1</b>	Rev
	Part		
Job Title 2-AUKKOINEN PALKKI	Ref		
	By	Date 05-05-13	Chd
Client	File 2-AUKKOINEN PALKKI.r	Date/Time	05-May-2013 20:27

### Job Information

	Engineer	Checked	Approved
Name:			
Date:	05-05-13		

Structure Type	PLANE FRAME
----------------	-------------

Number of Nodes	3	Highest Node	3
Number of Elements	2	Highest Element	2

Number of Basic Load Cases	1
Number of Combination Load Cases	0
Number of Envelope Load Cases	0

Included in this printout are data for:

All	The Whole Structure
-----	---------------------

Included in this printout are results for load cases:

Type	L/C	Name
Dead	DL1	Dead Loadcase 1

### Elements

Emt	Node A	Node B	Length (m)	Prop A	Prop B	$\beta$ degrees
1	1	2	4.305	1	-	0
2	2	3	4.305	1	-	0

### Reactions

Node	L/C	Horizontal		Vertical	Moment		
		FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1	DL1	0.000		147.473		0.000	
2	DL1	0.000		491.577		0.000	
3	DL1	0.000		147.473		0.000	



# **AUTOTALLI KIRJATANKKI**

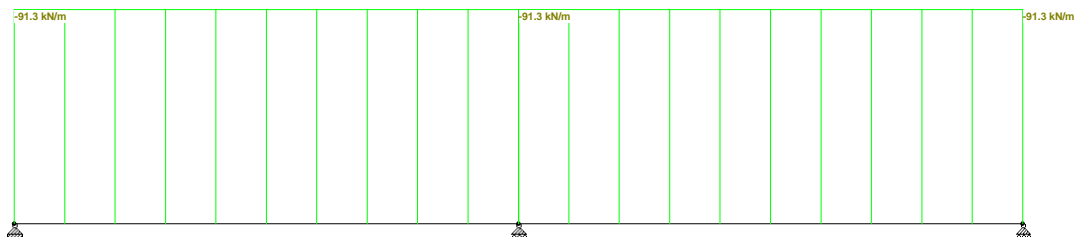
## ***yläpohjan 2-aukkoinen palkki***

Software licensed to Oulu Teknillien

Job No	Sheet No <b>2</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 05-05-13	Chd
File 2-AUKKOINEN PALKKI.r	Date/Time 05-May-2013 20:27	

Job Title 2-AUKKOINEN PALKKI

Client



Rakennemalli



# **AUTOTALLI KIRJATANKKI**

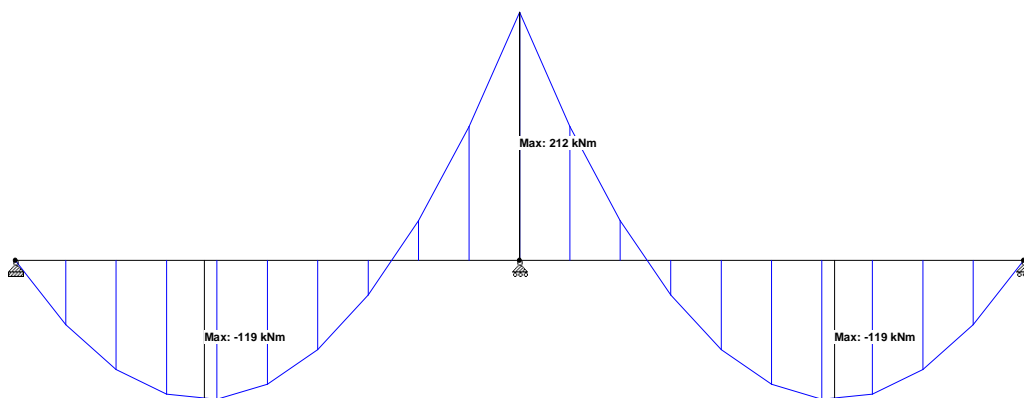
## **yläpohjan 2-aukkoinen palkki**

Software licensed to Oulu Teknillien

Job No	Sheet No <b>3</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 05-05-13	Chd
File 2-AUKKOINEN PALKKI.r	Date/Time 05-May-2013 20:27	

Job Title 2-AUKKOINEN PALKKI

Client



Taivutusmomentti



# **AUTOTALLI KIRJATANKKI**

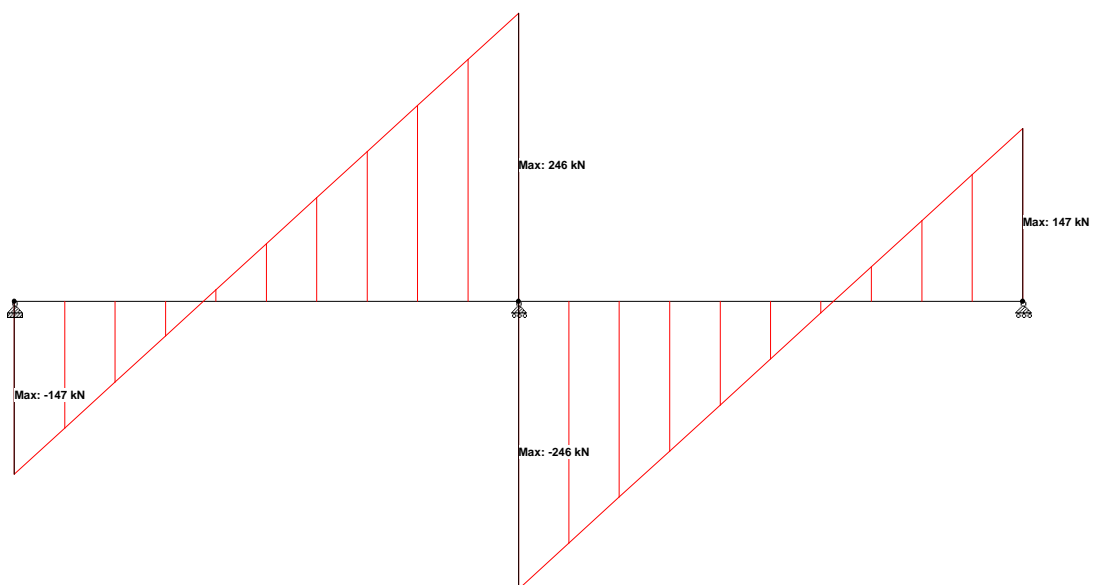
## *yläpohjan 2-aukkoinen palkki*

Software licensed to Oulu Teknillien

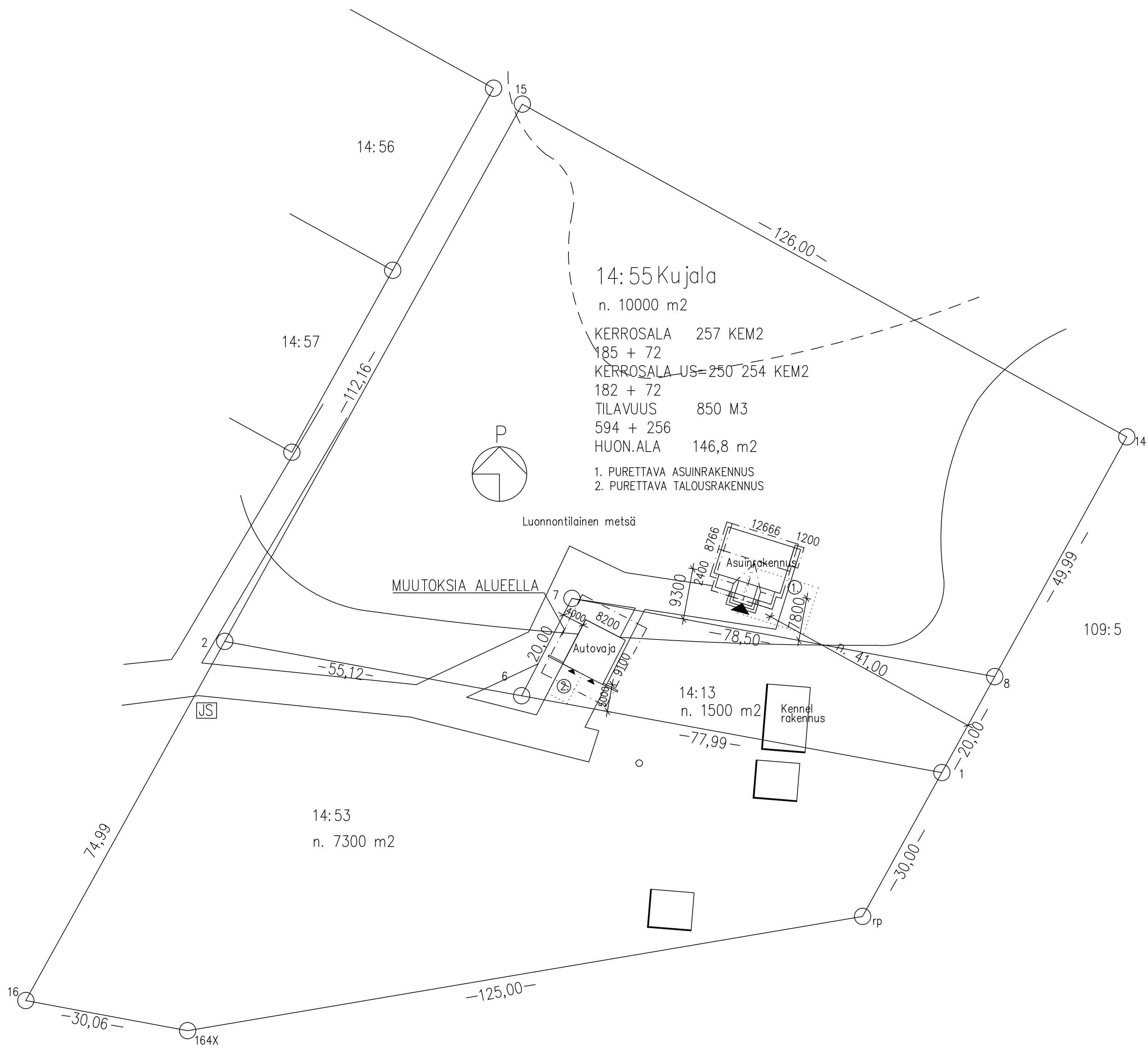
Job No	Sheet No <b>4</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 05-05-13	Chd
File 2-AUKKOINEN PALKKI.r	Date/Time 05-May-2013 20:27	

Job Title 2-AUKKOINEN PALKKI

Client

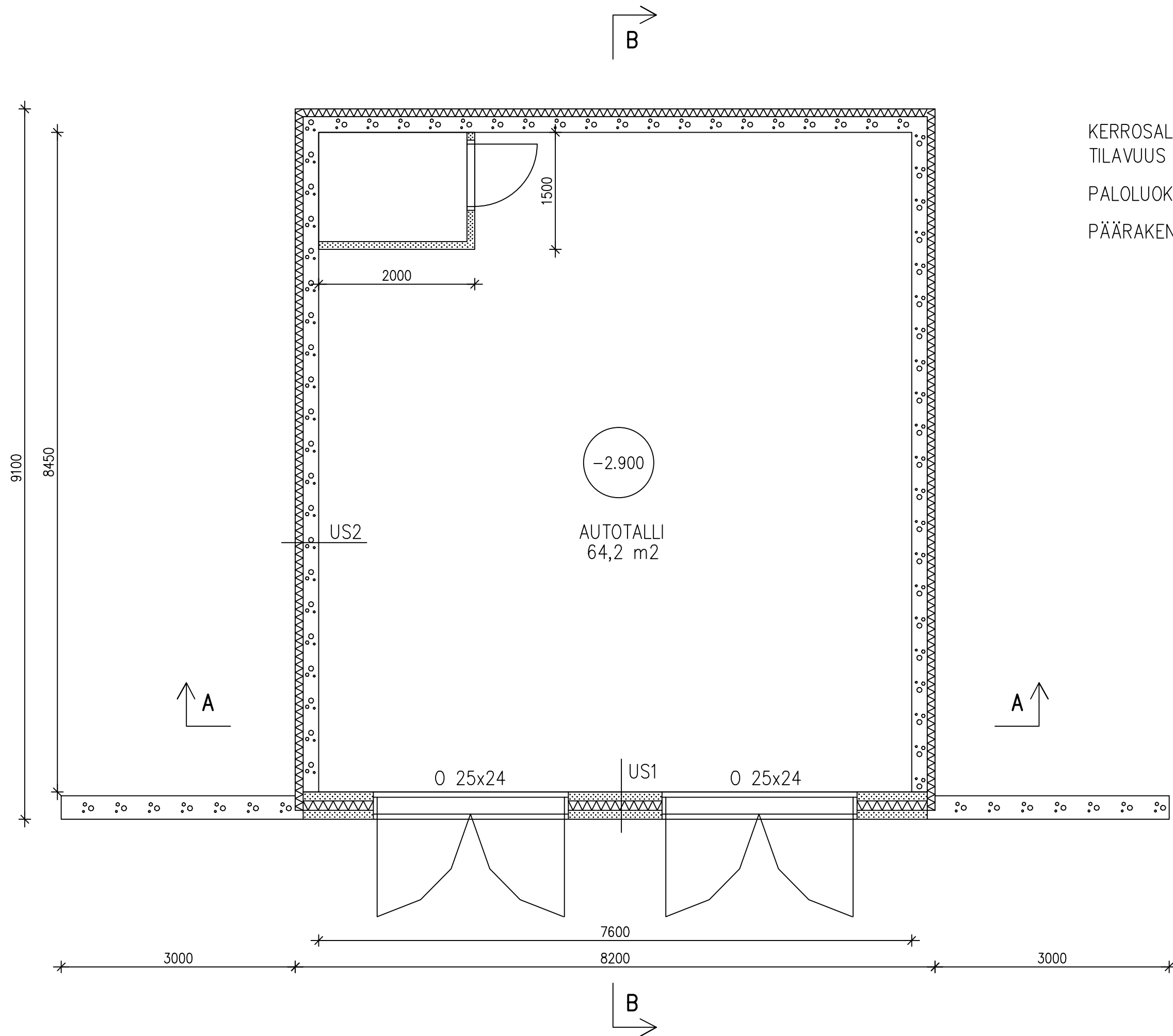


Leikkausvoima



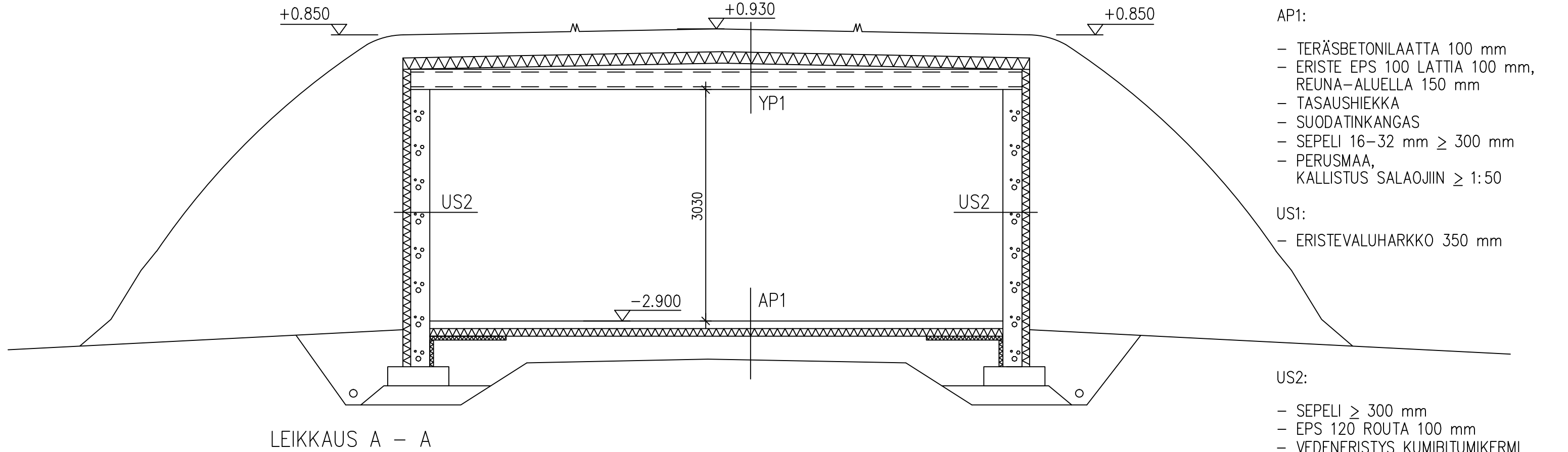
A	TÄYDENNETTY	01.10.-13	
Muutos	Muutoshohde	Päiväys	
K.osa/kylä Pikkarala	Korttel/Tila	Tontti/Rn:o 14:13	Viranomaisten arkistointimerkintöjä varten
Rakennustoimenpide	Piirustuslaji	Juoks. n:o 1	
UUDISRAKENNUS	PÄÄPIIRUSTUS	Mittakaavat 1:500	
Rakennuskohteen nimi ja osoite AUTOTALLI KIRJATANKKI	Piirustuksen sisältö ASEMAPIIRUSTUS		
PIKKARALANTIE 67B, 90310 OULU			
	Suunnitteluala, työn numero ja piirustuksen numero		
05.04.2013	ARK	1	A
	OLLI YLISIURUA		





KERROSALA 74,6 KEM2  
TILAVUUS 253 m3  
PALOLUOKKA P3  
PÄÄRAKENNUKSEN LATTIAPINTA ±0.000

A		MUUTETTU		01.10.-13	
Muutos	Muutost kohde			Päiväys	
K.osa/kylä	Kortteli/Tila	Tontti/Rn:o		Viranomaisten arkistointimerkintöjä varten	
Pikkarala		14:13			
Rakennustoimenpide				Piirustuslaji	Juoks. n:o
UUDISRAKENNUS				PÄÄPIIRUSTUS	2
Rakennuskohteen nimi ja osoite				Piirustuksen sisältö	Mittakaavat
AUTOTALLI KIRJATANKKI				POHJAPIIRUSTUS	1:50
PIKKARALANTIE 67B, 90310 OULU					
				Suunnitteluala, työn numero ja piirustuksen numero	
				ARK 2 A	
05.04.2013		OLLI YLISIURUA			

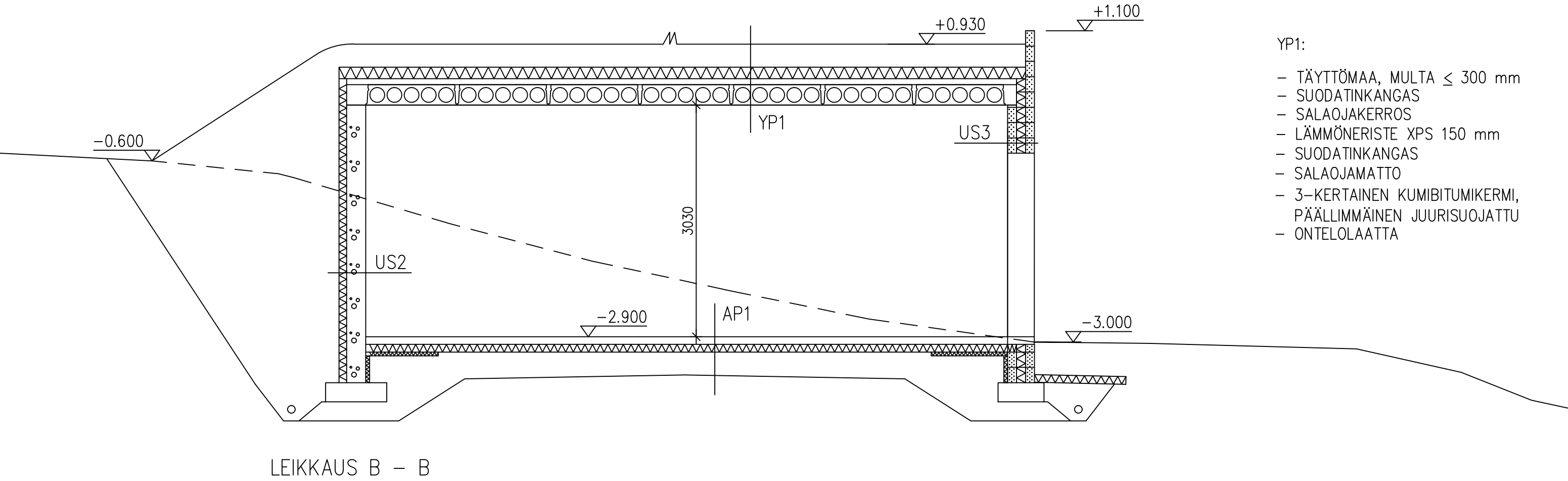


- AP1:
- TERÄSBETONILAATTA 100 mm
  - ERISTE EPS 100 LATTIA 100 mm, REUNA-ALUELLA 150 mm
  - TASAUSHIEKKA
  - SUODATINKANGAS
  - SEPELI 16-32 mm  $\geq$  300 mm
  - PERUSMAA, KALLISTUS SALAOJUIIN  $\geq$  1:50

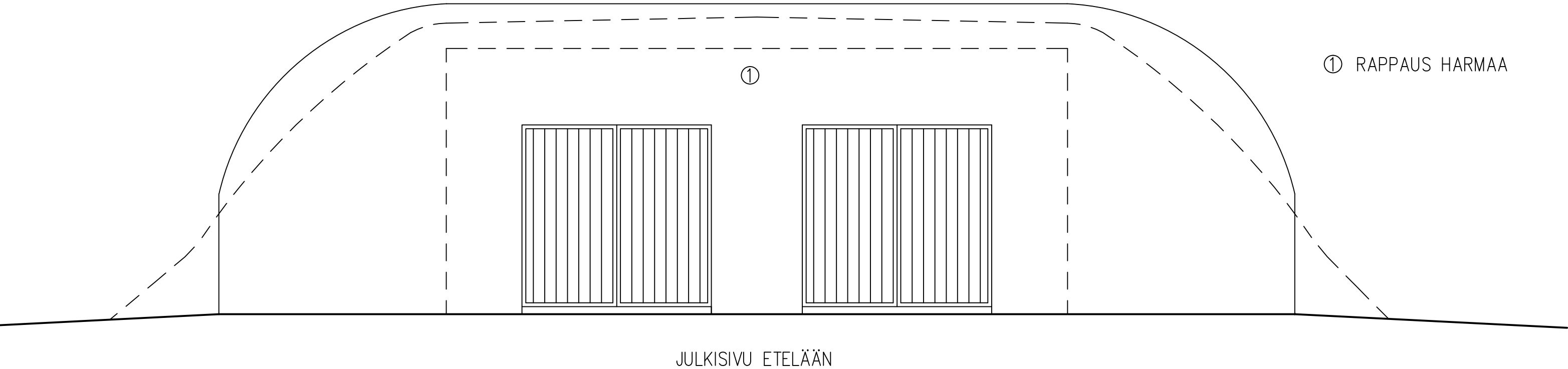
- US1:
- ERISTEVALUHARKKO 350 mm

- US2:
- SEPELI  $\geq$  300 mm
  - EPS 120 ROUTA 100 mm
  - VEDENERISTYS KUMIBITUMIKERMI
  - TERÄSBETONISEINÄ/VALUHARKKOSEINÄ

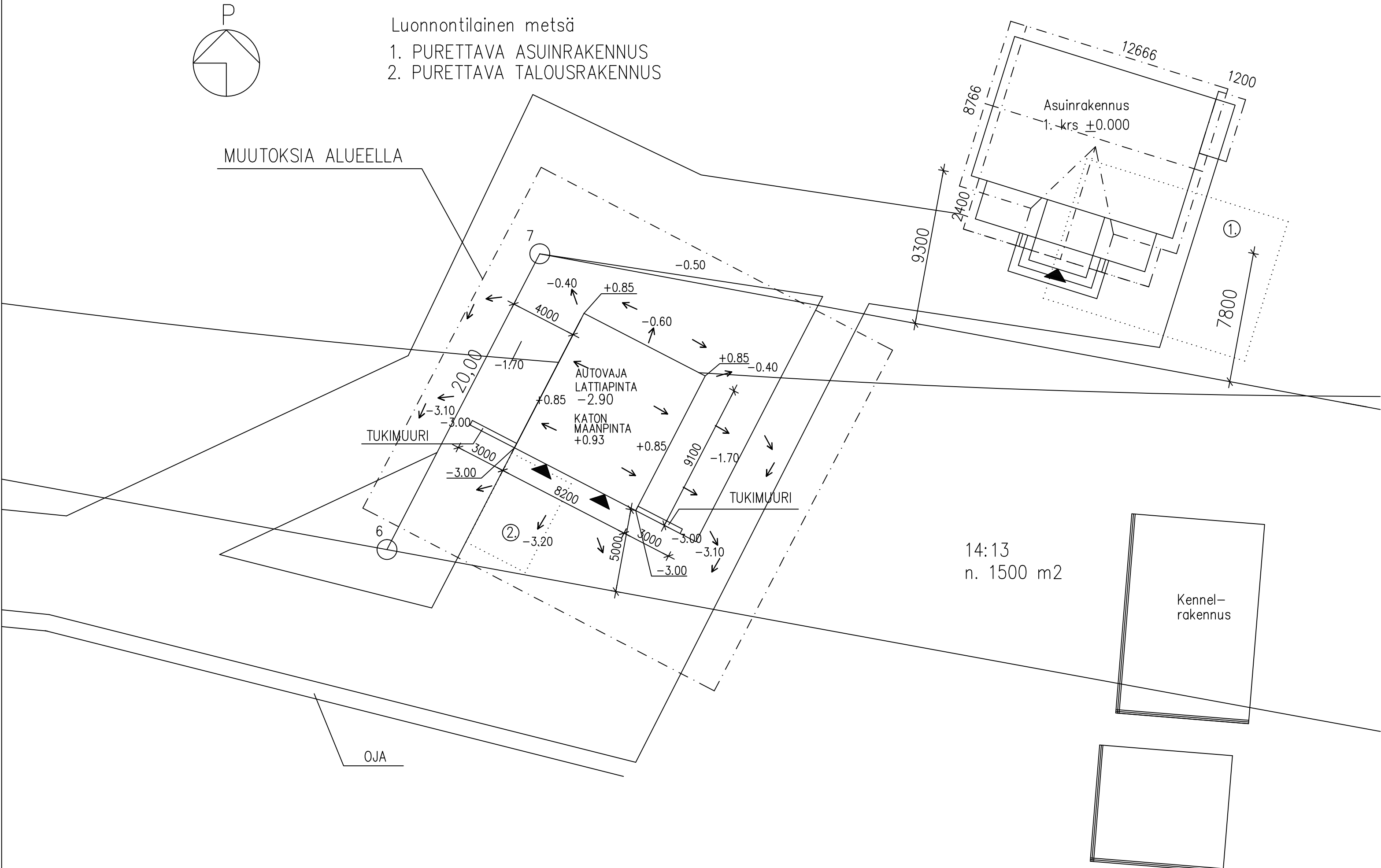
- YP1:
- TÄYTTÖMAA, MULTA  $\leq$  300 mm
  - SUODATINKANGAS
  - SALAOJAKERROS
  - LÄMMÖNERISTE XPS 150 mm
  - SUODATINKANGAS
  - SALAOJAMATTO
  - 3-KERTAINEN KUMIBITUMIKERMI, PÄÄLLIMMÄINEN JUURISUOJATTU
  - ONTELOLAATTA



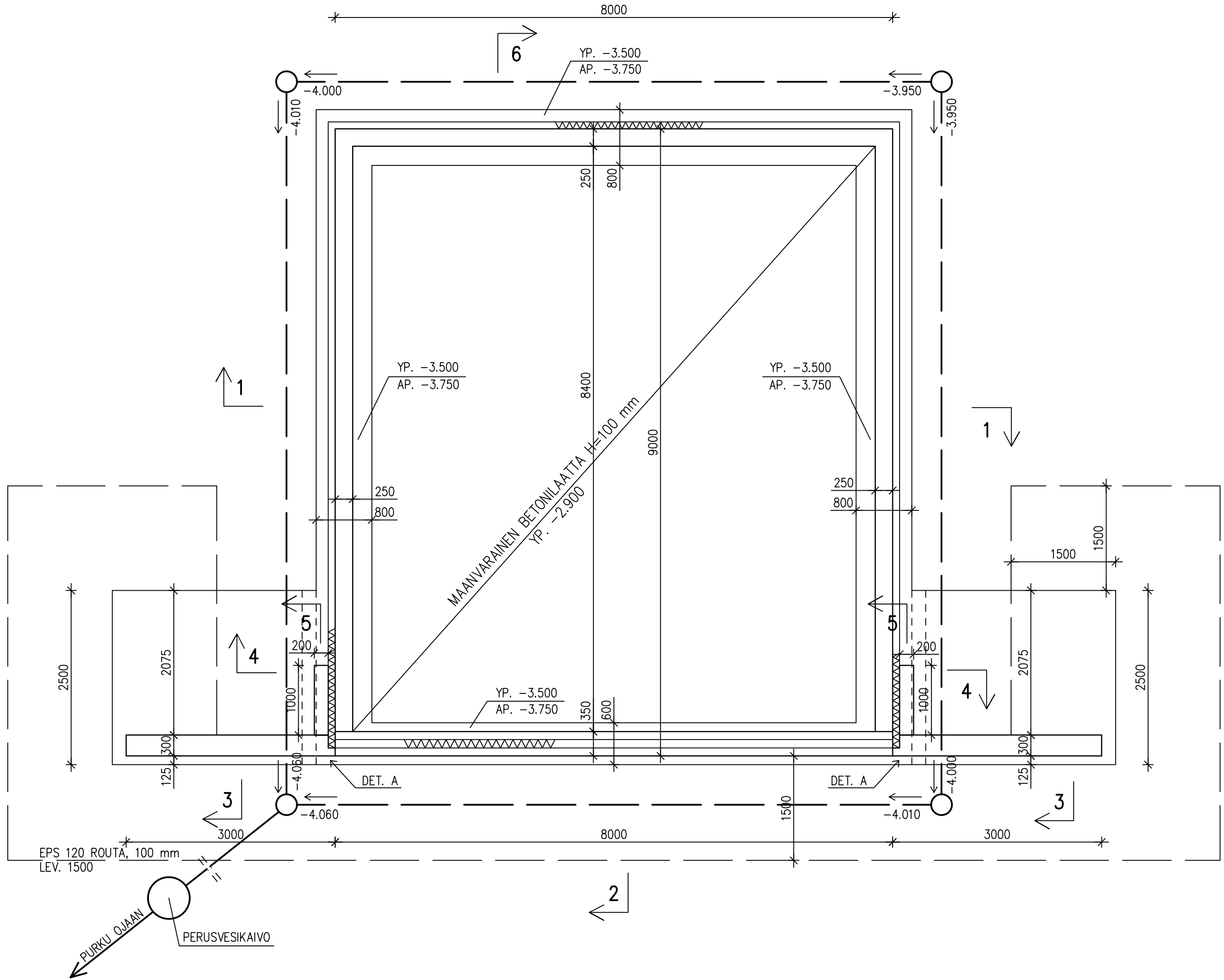
A	MUUTETTU		01.10.-13	
Muutos	Muutoskohde		Päiväys	
K.osa/kylä Pikkarala	Kortteli/Tila	Tontti/Rn:o 14:13	Viranomaisten arkistointimerkintöjä varten	
Rakennustoimenpide			Piirustuslaji	Juoks. n:o
UUDISRAKENNUS			PÄÄPIIRUSTUS	3
Rakennuskohteen nimi ja osoite			Piirustuksen sisältö	Mittakaavat
AUTOTALLI KIRJATANKKI			LEIKKAUS A-A	1:50
PIKKARALANTIE 67B, 90310 OULU			LEIKKAUS B-B	1:50
			Suunnitteluala, työn numero ja piirustuksen numero	
			ARK 3 A	
05.04.2013			OLLI YLISIURUA	



Muutos	Muutoskohde		Päiväys
K.osa/kylä	Kortteli/Tila	Tontti/Rn:o	Viranomaisten arkistointimerkintöjä varten
Pikkarala		14:13	
Rakennustoimenpide	Piirustuslaji		Juoks. n:o
UUDISRAKENNUS	PÄÄPIIRUSTUS		4
Rakennuskohteen nimi ja osoite	Piirustuksen sisältö		Mittakaavat
AUTOTALLI KIRJATANKKI	JULKISIVU		1:50
PIKKARALANTIE 67B, 90310 OULU			
	Suunnitteluala, työn numero ja piirustuksen numero		
	ARK 4		
05.04.2013	OLLI YLSIURUA		



Muutos		Muutoskohde				Päiväys	
K.osa/kylä Pikkarala		Kortteli/Tila		Tontti/Rn:o 14:13		Viranomaisten arkistointimerkintöjä varten	
Rakennustoimenpide UUDISRAKENNUS				Piirustuslaji PÄÄPIIRUSTUS		Juoks. n:o 1	
Rakennuskohteen nimi ja osoite AUTOTALLI KIRJATANKKI				Piirustuksen sisältö ASEMAPIIRUSTUS		Mittakaavat 1:200	
PIKKARALANTIE 67B, 90310 OULU							
				Suunnitteluala, työn numero ja piirustuksen numero			
				ARK 5			
09.09.2013				OLLI YLSIURUA			



RAKENNUS PERUSTETAAN ANTUROILLA PERUSMAAN VARAAN KONEELLISESTI TIIVISTETYN MURSKEKERROKSEN (≥ 250 mm) PÄÄLLE. PERUSMAANA ON TIIVIS MOREENI.

SALLITTU POHJAPAIN 200 kN/m<sup>2</sup>  
KÄYTETTY POHJAPAIN 130 kN/m<sup>2</sup>

ANTUROIDEN ALLE TULEVA KAPILLAARISEN VEDENNOUSUN KATKAISEVA SORAKERROS (min: 250mm) TEHTÄVÄ KERROKSITTAIN KONEELLISESTI TIIVISTETYLLÄ MURSKESORALLA. SORASTUS ULOTETAAN ANTURAN OHI 1,5 x SORAKERROKSEN PAKSUUS.

AP = ANTURAN ALAPINTA = -3.750  
KT = KAIVUTASO  
RAKENNUKSEN LAATAN YP. = -2.900 (PÄÄRAKENNUKSEN LATTIA = ±0.000)

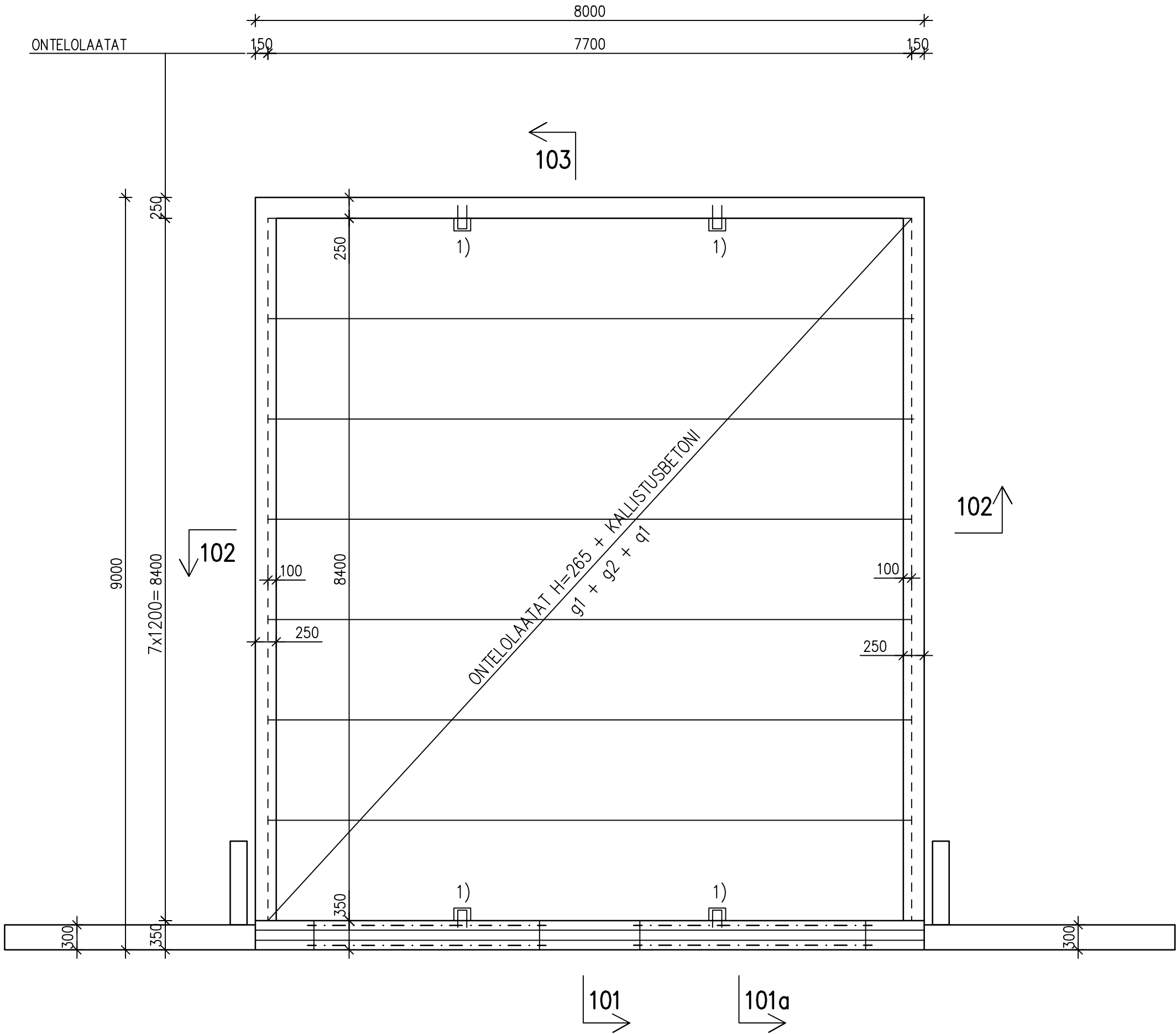
BETONI: C25/30-2, TUKIMUURISSA C30/37-2, PAKKASEN KESTÄVÄ  
TERÄS: B500B (TAI A500HW)

RASITUSLUOKAT PERUSTUKSET XC3, TUKIMUURI XC4, XF1  
SUUNNITTELUKÄYTTÖIKÄ 50v

TERÄKSIÄ SUOJAAVAT BETONIKERROKSET:  
- MAATA VASTEN VALETTAESSA 50mm  
- PALKKIEN SIVUSSA 30mm

TP300 = TARKASTUSPUTKI  
100SM = TUPLA MUOVISALAOJA 100mm, 117/100  
SALAOJEN KALTEVUUS VÄH. 0,5 %  
SALAOJAT PURETAAN RAKENNUKSEN ALAPUOLELLA OLEVAAN OJAAN

Muutos	Muutoskohde	Päiväys	
K.osa/kylä	Kortteli/Tila	Tontti/Rn:o	Viranomaisten arkistointimerkintöjä varten
Rakennustoimenpide	Piirustuslaji	Juoks. n:o	
UUDISRAKENNUS	RAKENNEPIIRUSTUS	1	
Rakennuskohteen nimi ja osoite	Piirustuksen sisältö	Mittakaavat	
AUTOTALLI KIRJATANKKI	PERUSTUKSET	1:50	
PIKKARALANTIE 76B, 90310 OULU	TASOPIIRUSTUS		
	Suunnitteluala, työn numero ja piirustuksen numero		
	RAK	1	
04.11.2013	OLLI YLISIURUA		



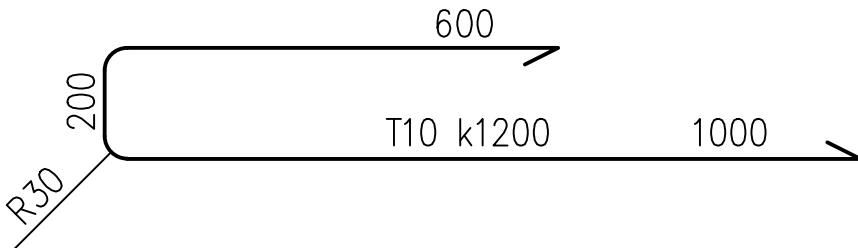
RAKENNUKSEN YLÄPOHJANA ON KÄÄNETTY VIHHERKATTO

PALOLUOKKA: REI30  
RASITUSLUOKKA: XC1  
SUUN. KÄYTTÖIKÄ: 50v.  
SEURAAMUSLUOKKA: CC2  
KUORMAT:  $q1 = 2,75 \text{ kN/m}^2$ , LUMIKUORMA  
 $g1 = 1,0 \text{ kN/m}^2$ , KALLISTUSBETONI  
 $g2 = 7,0 \text{ kN/m}^2$ , TÄYTTÖMAA

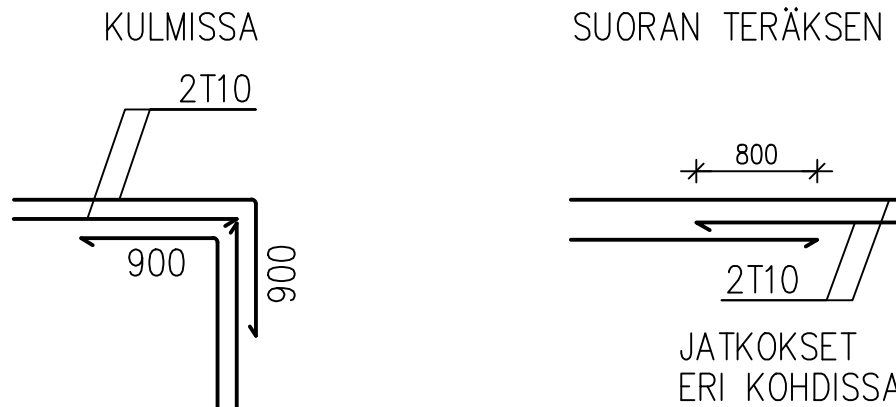
ONTELOLAATTOJEN TUKIPITUUS: 100 mm  
1) ONTELOLAATOISSA AUKKO + LENKKI T10  
OVIAUKKOJEN PIELIIN, ENSIMMÄISEEN ONTELOON PYSTYTERÄS T10/KUORI

RENGASTERÄKSET 2T10  
LAATASTON YMPÄRI

ONTELOLAATTOJEN SAUMATERÄKSET KANTAVALLA  
PÄÄTYSEINÄLLÄ / TUKILINJALLA:  
T10 k1200



SAUMATERÄSTEN JATKAMINEN:



Muutos	Muutoskohde	Päiväys	
K.osa/kylä	Kortteli/Tila	Tontti/Rn:o	Viranomaisten arkistointimerkintöjä varten
Rakennustoimenpide	Piirustuslaji		Juoks. n:o
UUDISRAKENNUS	RAKENNEPIIRUSTUS		2
Rakennuskohteen nimi ja osoite	Piirustuksen sisältö		Mittakaavat
AUTOTALLI KIRJATANKKI	YLÄPOHJA		1:50
PIKKARALANTIE 67B, 90310 OULU	TASOPIIRUSTUS		
	Suunnitteluala, työn numero ja piirustuksen numero		
	RAK 2		
04.11.2013	OLLI YLISIURUA		

<b>Muutos</b>	<b>Muutoskohde</b>		<b>Päiväys</b>
K.osa/kylä	Kortteli/Tila	Tontti/Rn:o	Viranomaisten arkistointimerkintöjä varten
Rakennustoimenpide	Piirustuslaji		Juoks. n:o
UUDISRAKENNUS	RAKENNEPIIRUSTUS		3
Rakennuskohteen nimi ja osoite	Piirustuksen sisältö		Mittakaavat
AUTOTALLI KIRJATANKKI	PERUSTUSLEIKKAUKSET		1:10
		Suunnitteluala, työn numero ja piirustuksen numero	
		<b>RAK 3</b>	
04.11.2013		OLLI YLSIURUA	





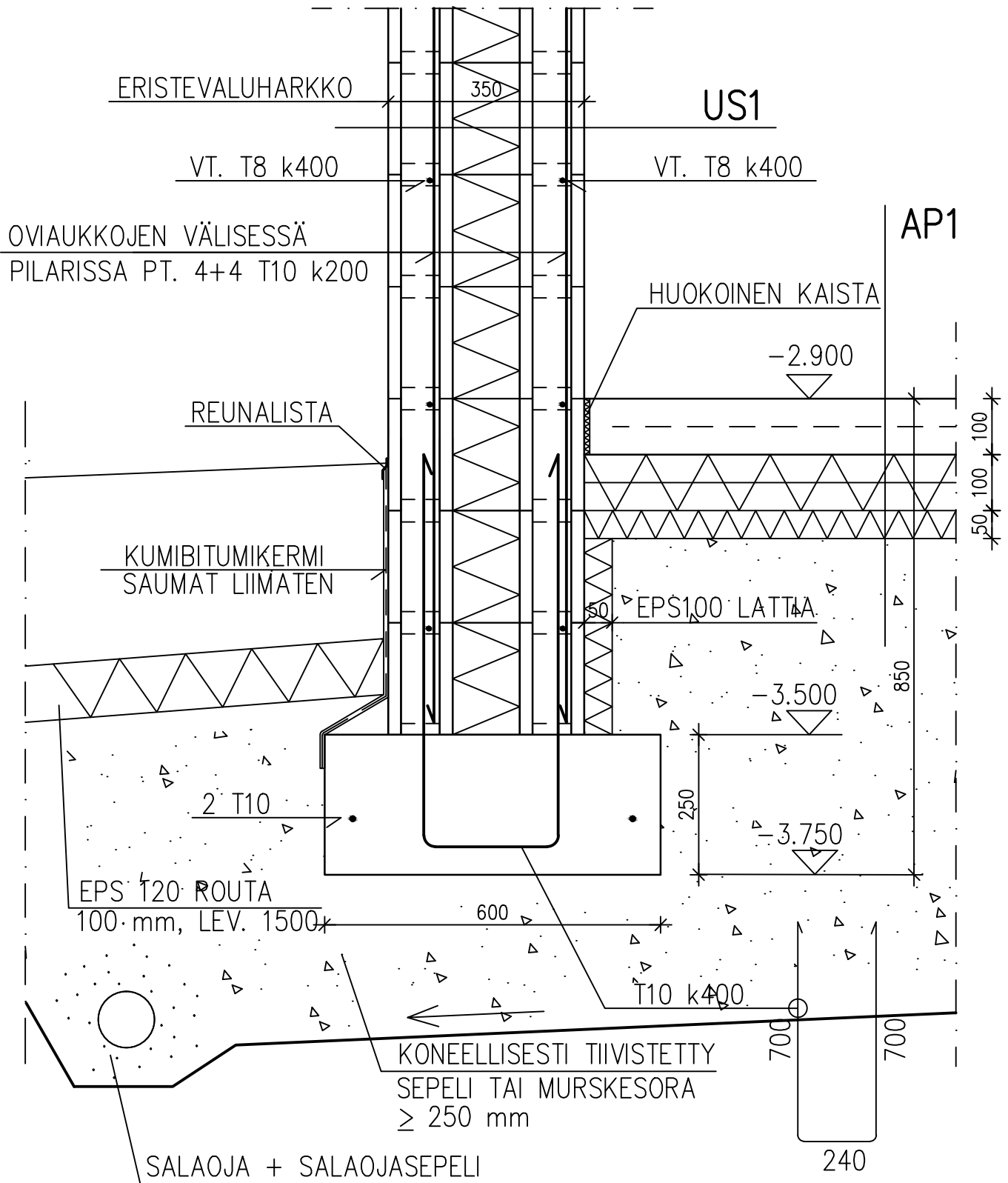
25.09.2013

1:10

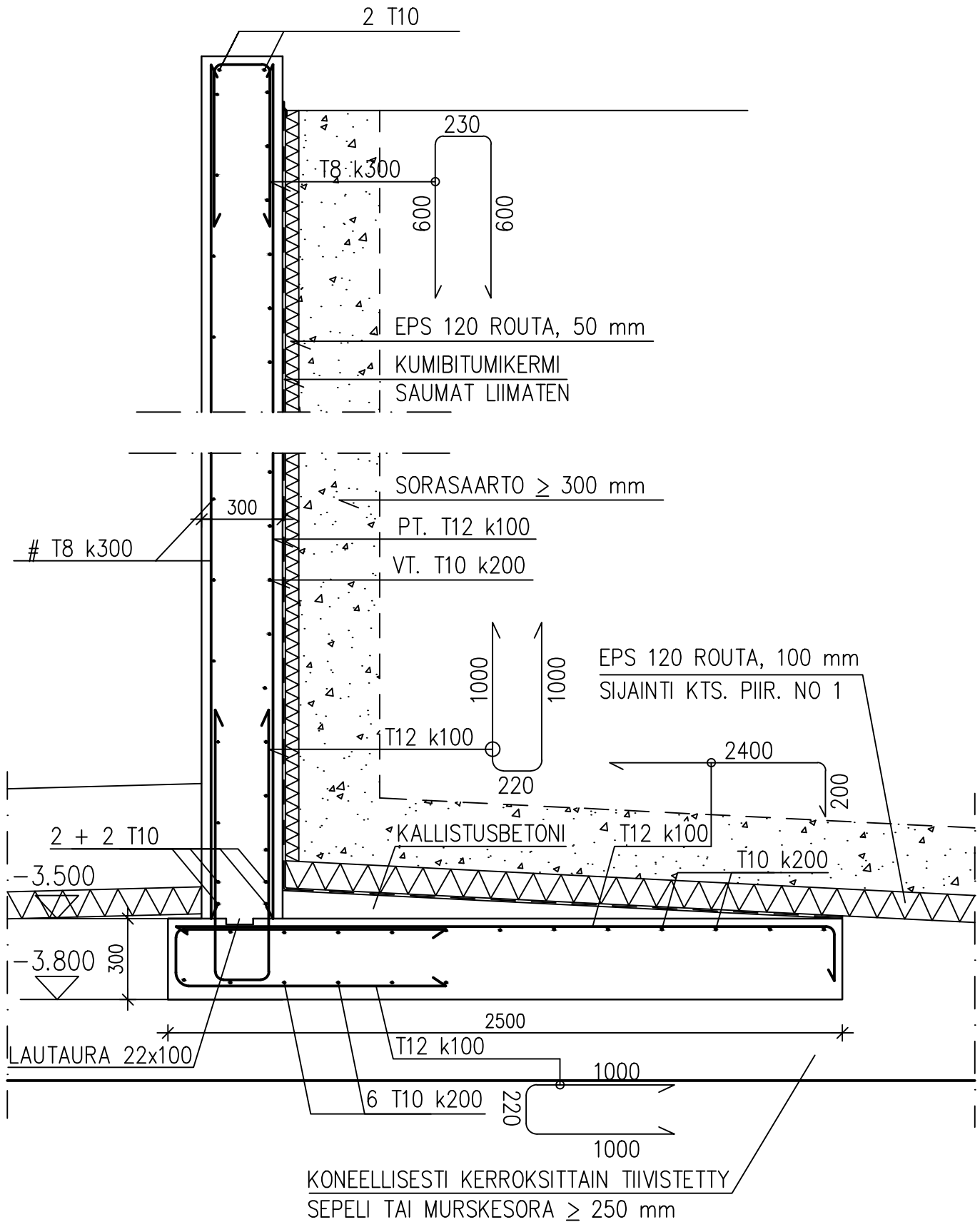
2-2

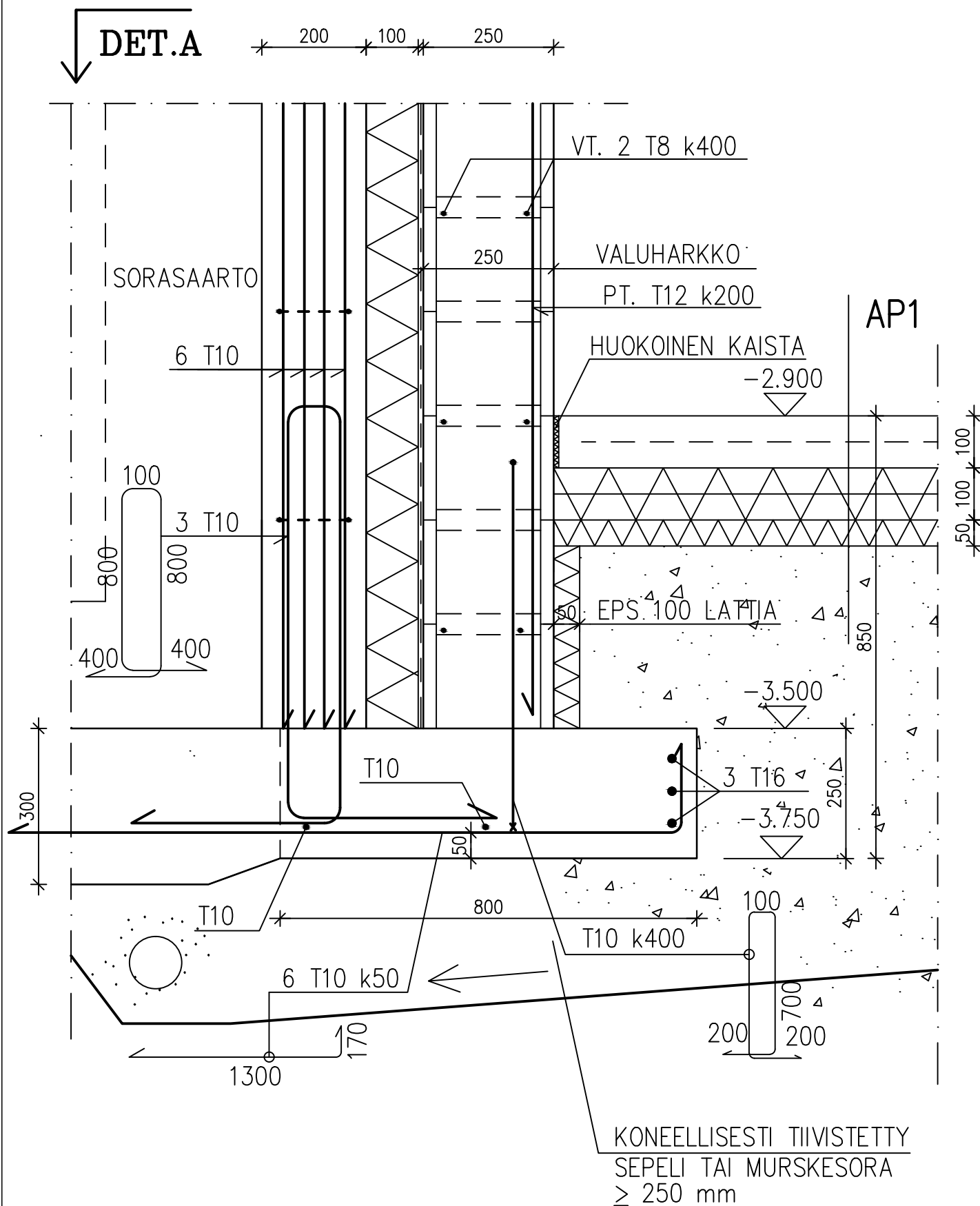
## AUTOTALLI KIRJATANKKI

LIITE 7/3



	16.09.2013	1:20	3-3
AUTOTALLI KIRJATANKKI	TUKIMUURI	LIITE 7/4	





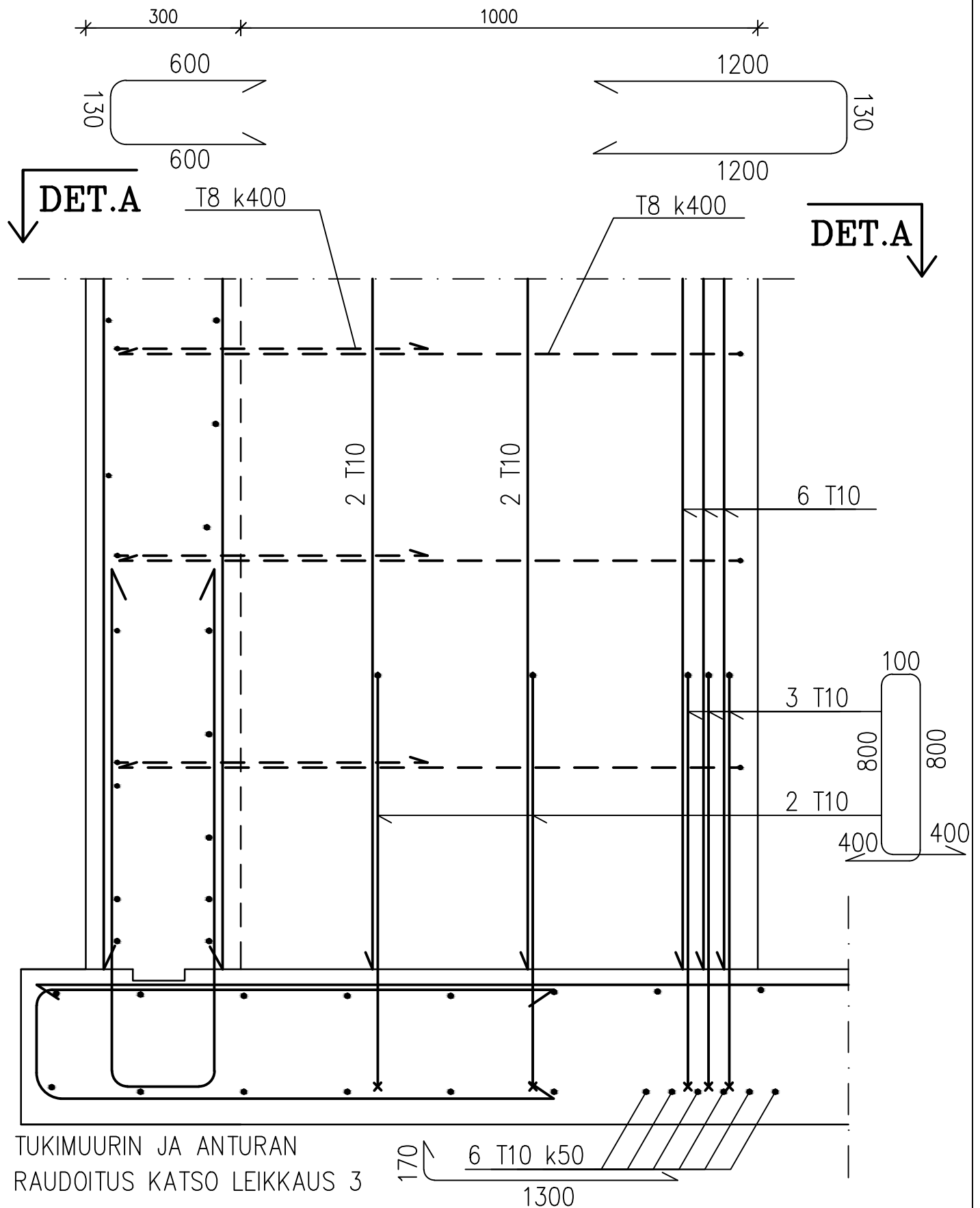
30.09.2013

1:10

5-5

## AUTOTALLI KIRJATANKKI

LIITE 7/6



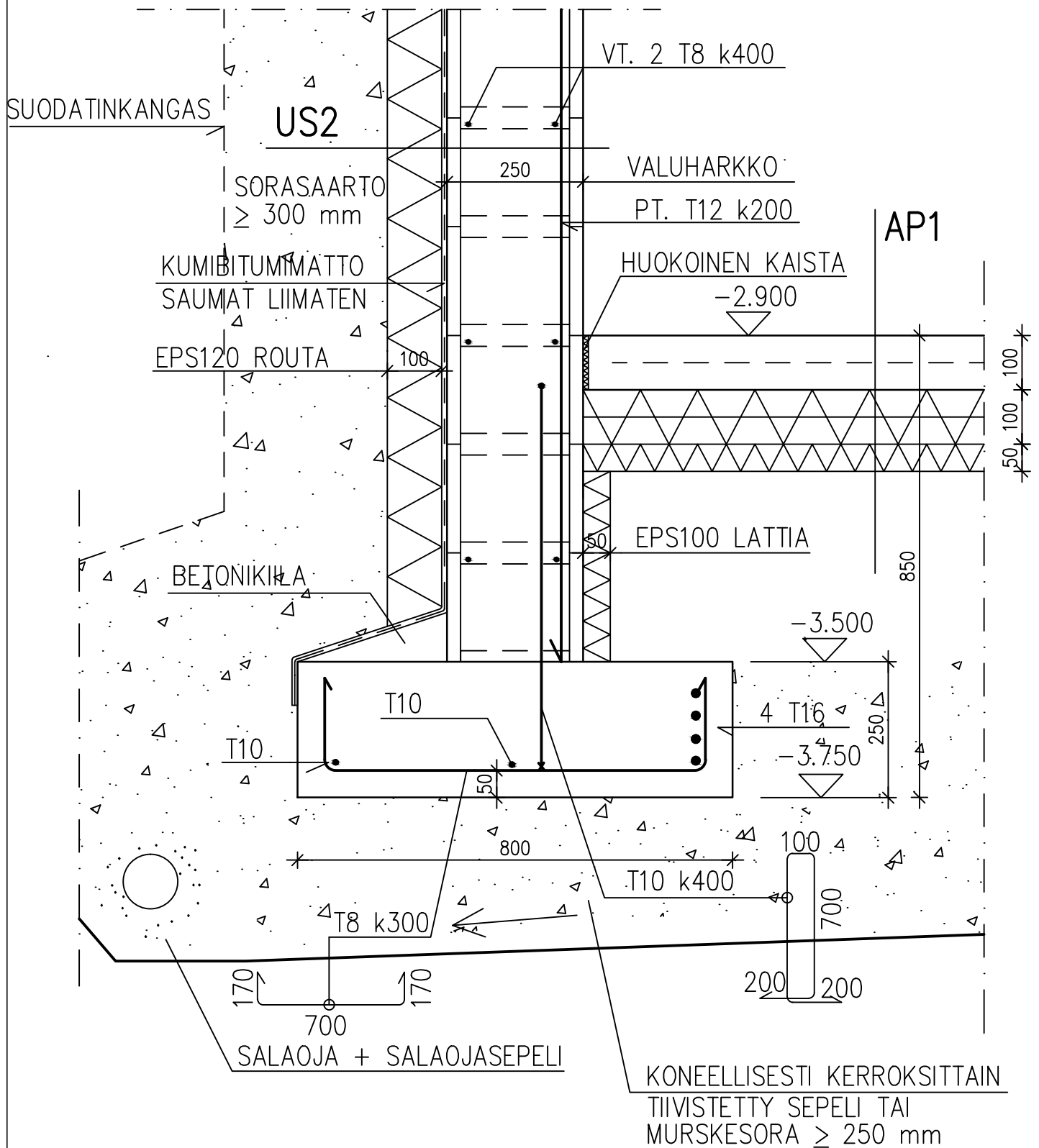
16.09.2013

1:10

6-6

## AUTOTALLI KIRJATANKKI

LIITE 7/7



30.09.2013

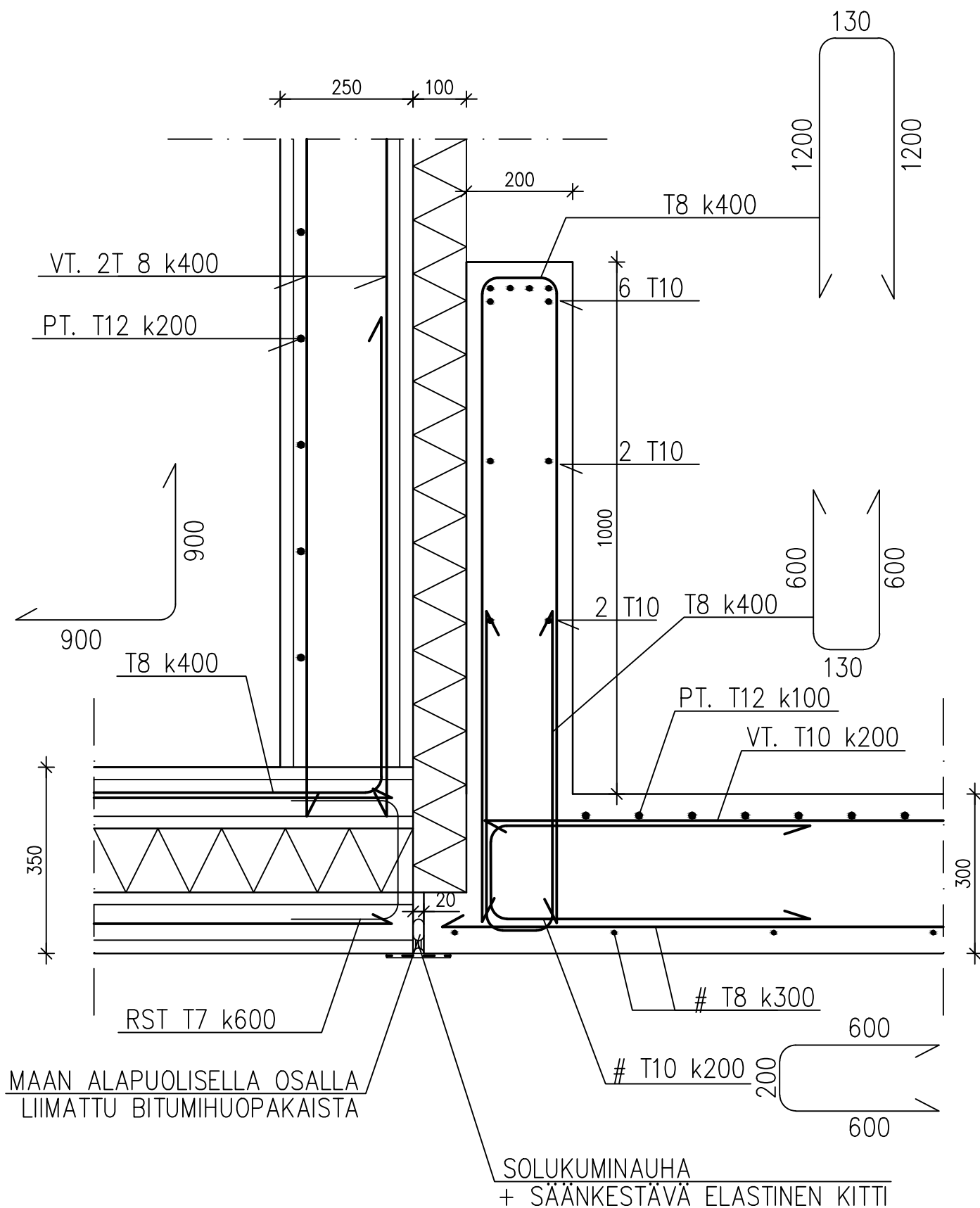
1:10

DET.A

## AUTOTALLI KIRJATANKKI

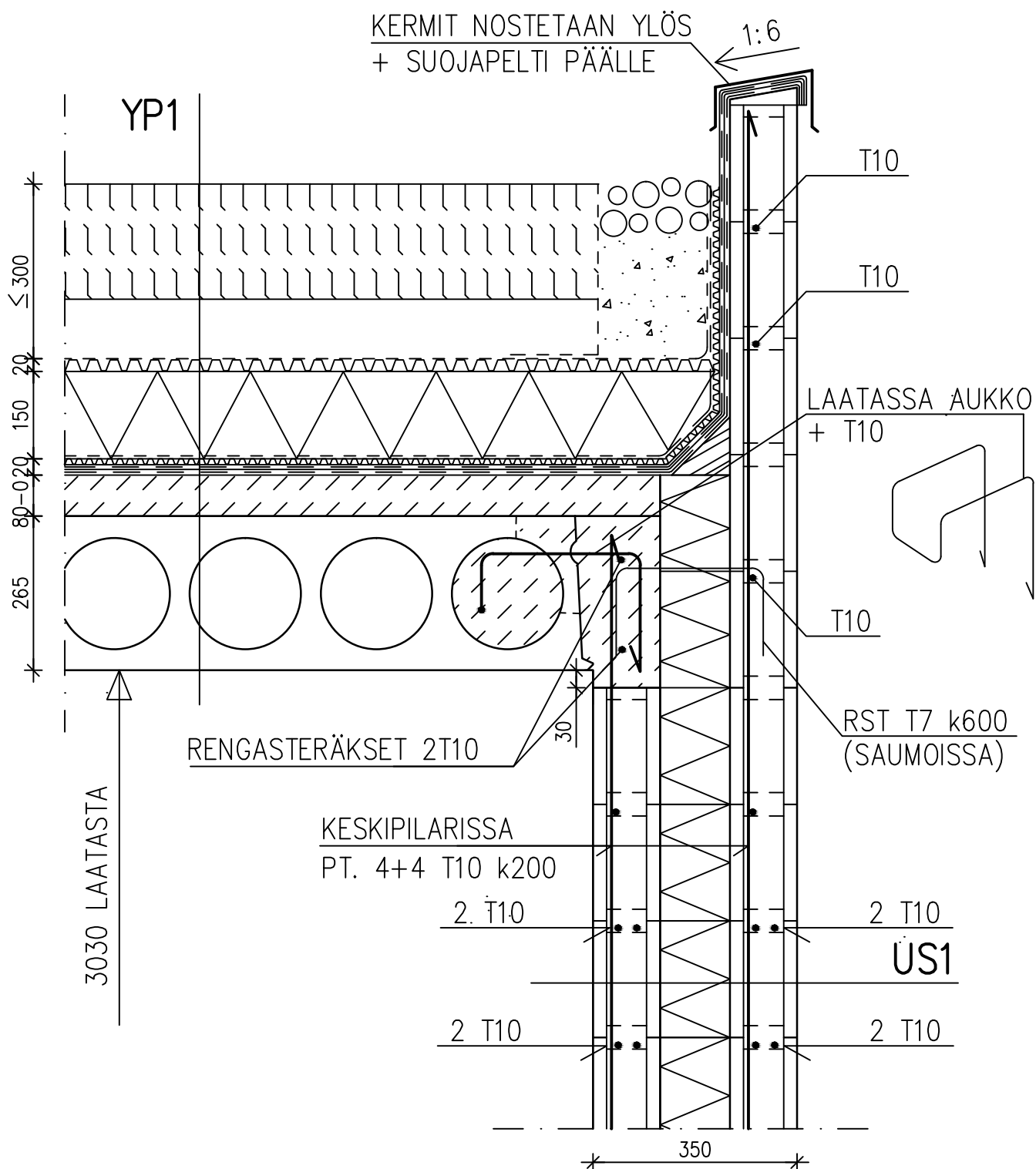
TUKIMUURIN LIITTYMINEN  
ETUSEINÄÄN

LIITE 7/8



<b>Muutos</b>	<b>Muutoskohde</b>		<b>Päiväys</b>
K.osa/kylä	Kortteli/Tila	Tontti/Rn:o	Viranomaisten arkistointimerkintöjä varten
Rakennustoimenpide	Piirustuslaji		Juoks. n:o
UUDISRAKENNUS	RAKENNEPIIRUSTUS		4
Rakennuskohteen nimi ja osoite	Piirustuksen sisältö		Mittakaavat
AUTOTALLI KIRJATANKKI	YLÄPOHJALEIKKAUKSET		1:10
	Suunnitteluala, työn numero ja piirustuksen numero		
	RAK 4		
04.11.2013	OLLI YLISIURUA		

	21.10.2013	1:10	101
AUTOTALLI KIRJATANKKI	VIHERKATON LIITTYMINEN ETUSEINÄÄN	LIITE 8/2	







21.10.2013

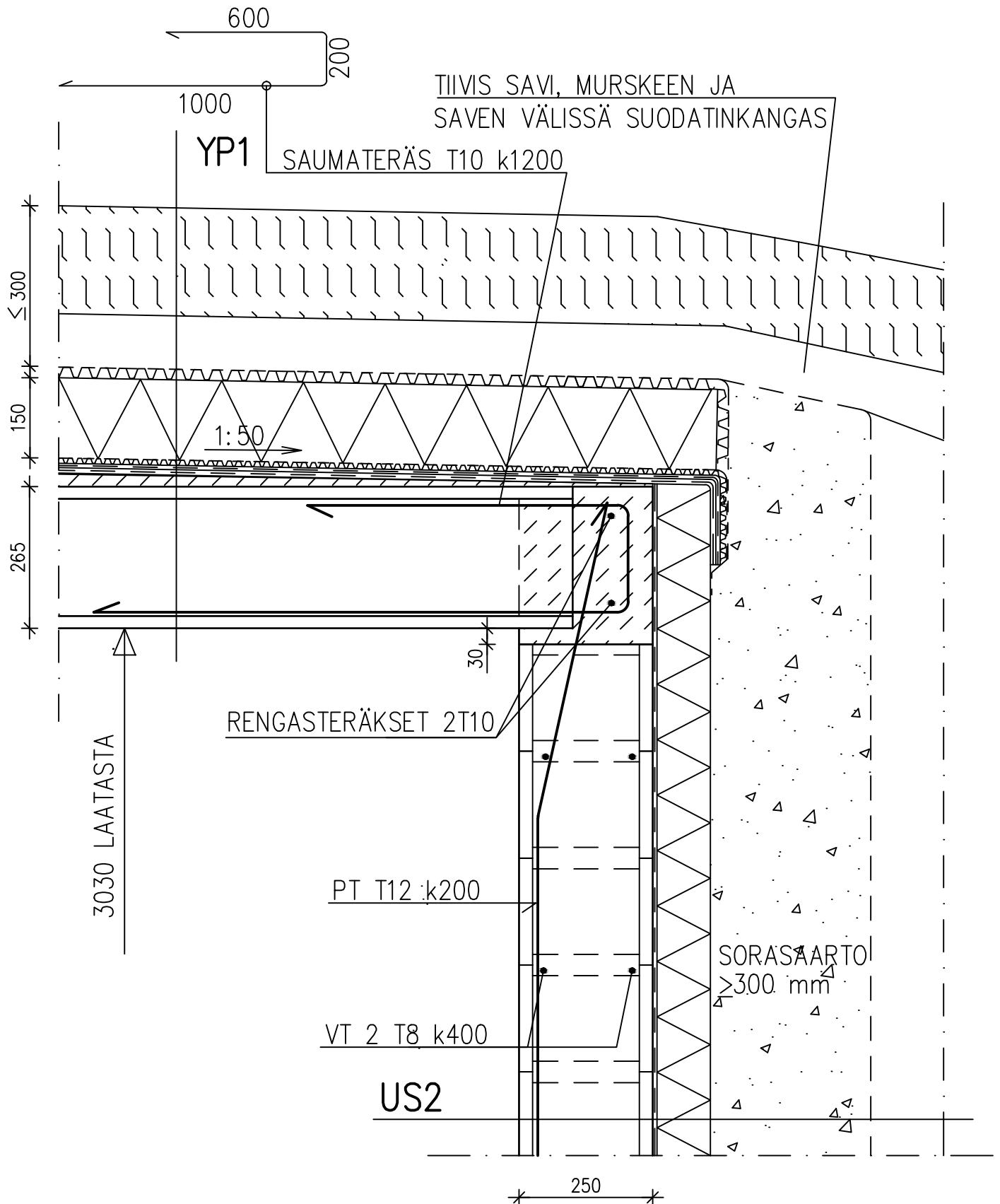
1:10

102

## AUTOTALLI KIRJATANKKI

VIHERKATON LIITTYMINEN  
MAANPAINESEINÄÄN

LIITE 8/4



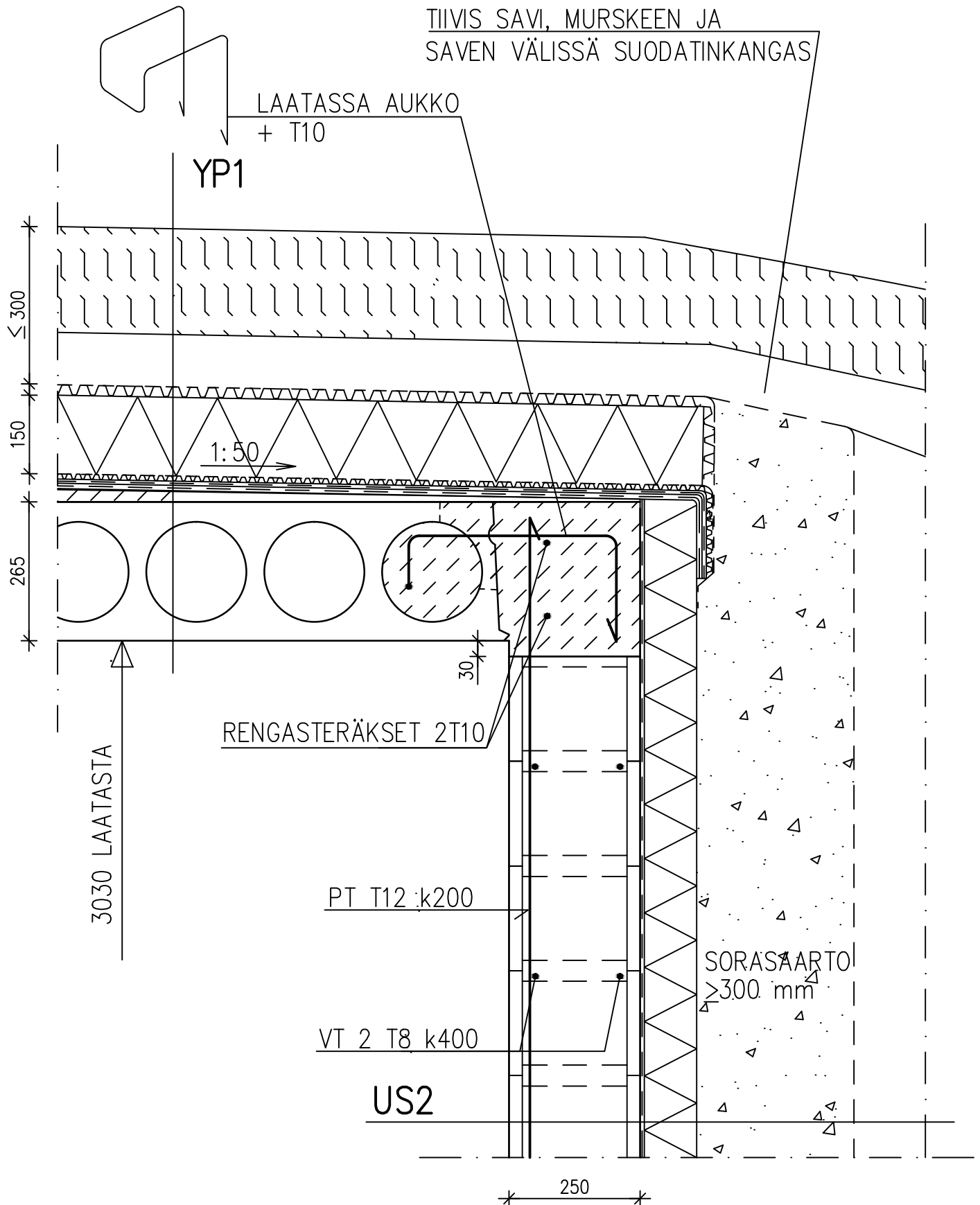
21.10.2013

1:10

103

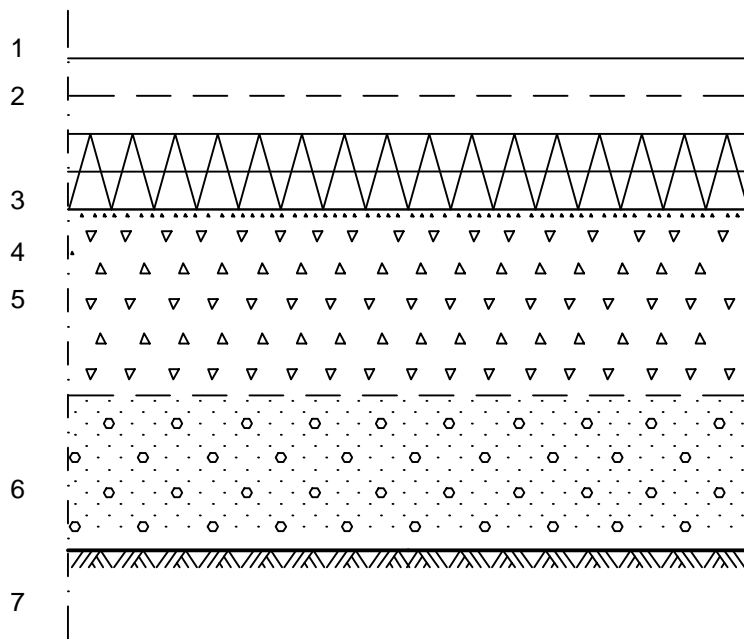
## AUTOTALLI KIRJATANKKI

LIITE 8/5



<b>Muutos</b>	<b>Muutoskohde</b>		<b>Päiväys</b>
K.osa/kylä	Kortteli/Tila	Tontti/Rn:o	Viranomaisten arkistointimerkintöjä varten
Rakennustoimenpide	Piiirustuslaji		
UUDISRAKENNUS	RAKENNEPIIRUSTUS		
Rakennuskohteen nimi ja osoite	Piiirustuksen sisältö		
AUTOTALLI KIRJATANKKI	RAKENNETYYYPIT		
	Suunnitteluala, työn numero ja piiirustuksen numero		
	RAK 5		
04.11.2013	OLLI YLISIURUA		

	25.02.2013	1:10	AP1
AUTOTALLI KIRJATANKKI	LIITE 9/2		

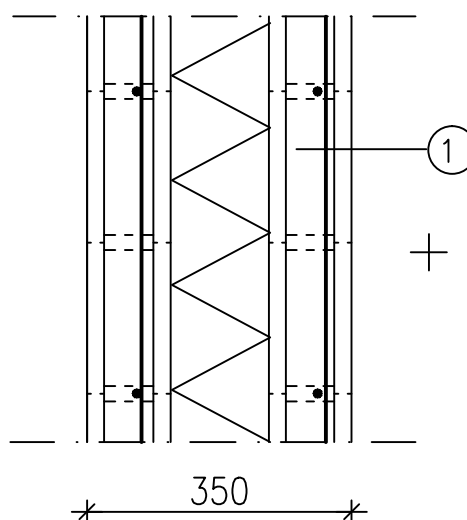


- |            |   |  |
|------------|---|--|
|            | 1 | Pintamateriaali  |
| 100 mm     | 2 | Teräsbetoni-laatta (by45: B-4-30), verkko # T8 k200                                      |
| 100 mm     | 3 | Suulakepuristettu solupolystyreeni EPS-100 Lattia +50mm ulkoreunoilla, lev. 1000         |
| 0...30 mm  | 4 | Murskesora #0...8 mm (tasaus-/laakerikerros)   |
| min 250 mm | 5 | Salaojituskerros, tiivistetty pesty sepeli #6...16 mm. Pesemätön sepeli, vahvuus 300 mm. |
| min 250 mm | 6 | Murskesora (tai sora)  |
|            | 7 | Perusmaa (ks. pohjatutkimus).  |

#### TOTEUTUS- JA SUUNNITTELUOHJEET:

- 
- Lattian alusrakenteen tiivistystyö tehdään pohjatutkimuksen mukaan.
- Laatan liittyminen muihin rakenteisiin rakennesuunnitelmien mukaan.
- Laatta irroitetaan kaikista pystypinnoista 10 mm.

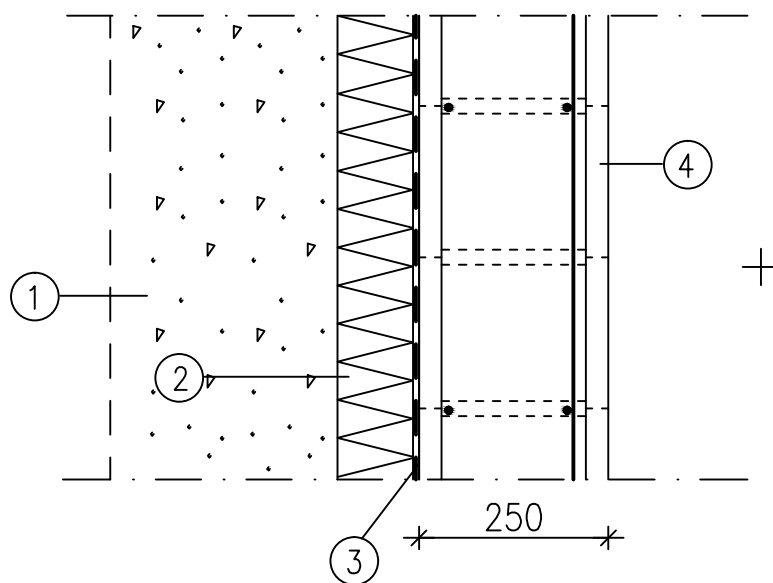
	25.02.2013	1:10	US1
AUTOTALLI KIRJATANKKI	LIITE 9/3		



1    350 mm    Betonivaluharkot  
teräkset rakennesuunnitelmien mukaisesti

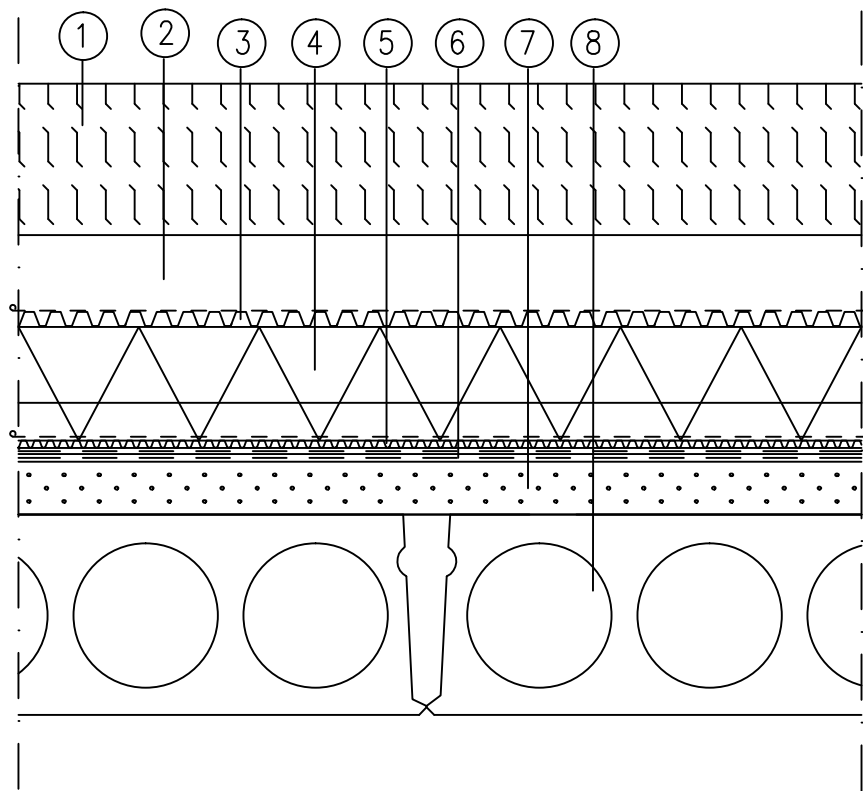
U-arvo = 0,25 W/m<sup>2</sup>K

	25.02.2013	1:10	US2
AUTOTALLI KIRJATANKKI	MAANVASTAINEN SEINÄ LIITE 9/4		



- |   |         |  |
|---|---------|--|
| 1 | ≥300 mm | Sepeli   |
| 2 | 100 mm  | EPS 120 routa 100mm  |
| 3 |         | Vedeneristys kumibitumihuopa                                 |
| 4 | 250 mm  | Betonivaluharkot<br>teräkset rakennesuunnitelmien mukaisesti |

	25.02.2013	1:10	YP1
AUTOTALLI KIRJATANKKI	LIITE 9/5		



- |   |         |  |
|---|---------|--|
| 1 | ≤200 mm | Täyttömaa  |
| 2 | ~100 mm | Tiivis ja kuiva savikerros   |
| 3 |         | Suodatinkangas + salaojakerros<br>Esim. Icopal Fonda GreenXtra           |
| 4 | 150 mm  | Lämmöneriste XPS   |
| 5 |         | Suodatinkangas + salaojamatto<br>Esim. Icopal Fonda Geoplex 10           |
| 6 |         | Juurisuojattu kumibitumikermi, saumat hitsaten<br>Esim. Icopal Graviflex |
| 7 |         | 2-kertainen kumibitumikermi saumat hitsaten                              |
| 8 | 0–80 mm | Kallistusvalu, kaadot reunoille ≥1:50                                    |
| 9 | 265 mm  | Kantava rakenne Ontelolaatta   |



# AUTOTALLI KIRJATANKKI

---

KUSTANNUSARVIO

**Kohde: Autotalli Kirjatankki**

tekijä: Olli Ylisiurua

päiväys: 26.8.2013

Rakennuksen laajuus

**74,6 brm<sup>2</sup>**

Materiaalikustannukset yhteensä

**29263 €**

Materiaalikustannukset per bruttoneliö

**392,3 €/brm<sup>2</sup>**

Talo 2000	nimike	määrä	yksikkö	€/yks	€
<b>1</b>	<b>Rakennusosat</b>				
<b>1.1</b>	<b>Alueosat</b>				<b>468</b>
1.1.1	Kuivatusosat, salaojan tarkastuskaivot	4 kpl		44,5	178
1.1.1	Kuivatusosat, perusvesikaivo	1 kpl		290	290
1.1.5	Alueen rakenteet				
	Aidat ja tukimuurit	2 kpl		2169	<b>4338</b>
<b>1.2</b>	<b>Talo-osat</b>				<b>24457</b>
<b>1.2.1</b>	<b>Perustukset</b>				<b>2899</b>
	Maanpaineseinän antura	24,9 jm		92	2291
	Etuseinän antura	8 jm		76	608
<b>1.2.2</b>	<b>Alapohja</b>				<b>2432</b>
	Alapohja, maanvarainen betonilaatta	64 m <sup>2</sup>		38	2432
<b>1.2.3</b>	<b>Runko</b>				<b>14086</b>
	Muottiharkko 250 mm, ladottava ulkoseinä	90 m <sup>2</sup>		93,2	8388
	Eristemuottiharkko 350 mm, ladottava ulkosein.	20 m <sup>2</sup>		95,9	1918
	Elementtirakenteinen yläpohja	72 m <sup>2</sup>		52,5	3780
<b>1.2.6</b>	<b>Vesikatot</b>				<b>5040</b>

Maanpaineseinän perustus, paikallavalettu antura		ALV 0 %
		materiaali-
		kustannus
		€/jm
	<b>1 jm</b>	<b>91,71</b>
<b>Vedeneristys anturan ja seinän liitoskohta</b>	1,1 jm	<b>4,07</b>
<b>Antura 250x800, betoni</b>		<b>42,45</b>
-sahattu lauta 22x100 mm, muottipuutavara	8,75 jm	4,2
-soiro 50x100 mm	2,17 jm	2,17
-betoni C25/30, S2, #16 mm, norm. Kovettuva	0,22 m <sup>3</sup>	24,39
- teräs 8 mm, A 500 H	1,7 kg	1,67
-teräs 10 mm, A 500 H	1,5 kg	1,41
- teräs 16 mm, A 500 H	9,2 kg	8,61
<b>Routasuojaus 100 mm, 1,2 m:n leveydelle</b>		<b>13,79</b>
-polystyreeni 100 mm, EPS 120 Routa	1,44 m <sup>2</sup>	13,79
<b>Salaoja 110 mm, muovia 1,0 m</b>		<b>2,05</b>
- salaojaputki 110/96 mm x 6m, PE/PP	1,0 jm	2,05
<b>Sepelitäyttö 1 m<sup>3</sup>/jm</b>		<b>29,35</b>
- sepeli (m <sup>3</sup> rtr)	1,0 m <sup>3</sup>	26,55
- kaivinkone KKH 21 t (1 tunti, vuokra)	0,07 h	2,8

Etuseinän perustus, paikallavalettu antura		ALV 0 %
		materiaali-
		kustannus
		€/jm
	<b>1 jm</b>	<b>75,16</b>
<b>Vedeneristys anturan ja seinän liitoskohta</b>	1,1 jm	<b>4,07</b>
<b>Antura 250x600, betoni</b>		<b>25,9</b>
-sahattu lauta 22x100 mm, muottipuutavara	8,75 jm	4,2
-soiro 50x100 mm	2,17 jm	2,17
-betoni C25/30, S2, #16 mm, norm. Kovettuva	0,17 m <sup>3</sup>	18,12
-teräs 10 mm, A 500 H	1,5 kg	1,41
<b>Routasuojaus 100 mm, 1,2 m:n leveydelle</b>		<b>13,79</b>
-polystyreeni 100 mm, EPS 120 Routa	1,44 m <sup>2</sup>	13,79
<b>Salaoja 110 mm, muovia 1,0 m</b>		<b>2,05</b>
- salaojaputki 110/96 mm x 6m, PE/PP	1,0 jm	2,05
<b>Sepelitäyttö 1 m<sup>3</sup>/jm</b>		<b>29,35</b>
- sepeli (m <sup>3</sup> rtr)	1,0 m <sup>3</sup>	26,55
- kaivinkone KKH 21 t (1 tunti, vuokra)	0,07 h	2,8

<b>Maanvarainen teräsbetoni-laatta,</b>		<b>ALV 0 %</b>
<b>alapuolinen lämmöneriste 100 mm</b>	materiaali-	materiaali-
	menekki	kustannus
		€/m <sup>2</sup>
	<b>1,00 m<sup>2</sup></b>	<b>37,17</b>
<b>Teräsbetoni-laatta 100 mm</b>		<b>17,37</b>
- betoni K30, S2, # 8 mm, norm. Sitoutuva lattiabetoni	0,109 m <sup>3</sup>	11,61
- teräsverkko 8-150 mm, A 500HW	6,0 kg	5,76
<b>Lämmöneriste 100 mm (50 + 50), reuna-alueella 150 mm</b>		<b>9,72</b>
- polystyreeni 50 mm, EPS 100 Lattia	1,04 m <sup>2</sup>	4,16
- polystyreeni 50 mm, EPS 100 Lattia	1,04 m <sup>2</sup>	4,16
- polystyreeni 50 mm, EPS 100 Lattia	0,35 m <sup>2</sup>	1,4
<b>Sepelitäyttö &gt; 300 mm, maanvarainen laatta</b>		<b>10,08</b>
- hiekka, tasaushiekka, raekoko 0-8 mm	0,02 m <sup>3</sup>	0,27
suodatinkangas käyttöluokka II	1,1 m <sup>2</sup>	0,72
seveli (m3rtr)	0,3 m <sup>3</sup>	7,97
kaivinkone, KKH 21 t (1 tunti, vuokra)	0,03 h	1,12

<b>Etuseinä, Betonilämpöharkko 350 mm</b>		<b>ALV 0 %</b>
	materiaali-	materiaali-
	menekki	kustannus
		€/m <sup>2</sup>
	<b>1,00 m<sup>2</sup></b>	<b>95,84</b>
<b>Betonilämpöharkko 350 mm , ladottava</b>		<b>95,84</b>
- harkko, betonilämpöharkko 350 mm, ladottava	8,83 kpl	71,17
-betoni C25/30, S3, # 8 mm, norm. Kovettuva	0,14 m <sup>3</sup>	17,35
-teräs 8 mm, A 500HW	2,3 kg	2,26
-teräs 12 mm, A 500HW	5,5 kg	5,06

<b>Maanvastainen, muottiharkkoseinä 250 mm</b>		<b>ALV 0 %</b>
	materiaali-	materiaali-
	menekki	kustannus
		€/m <sup>2</sup>
	<b>1,00 m<sup>2</sup></b>	<b>93,14</b>
<b>Sepelitäyttö</b>		<b>17,9</b>
- salaojitussepele, raekoko 6-16 mm	0,6 m <sup>3</sup>	16,14
- kaivinkone, KKH 21 t (1 tunti, vuokra)	0,04 h	1,76
<b>Lämmöneriste</b>		<b>10,19</b>
- polystyreeni 100 mm, EPS 120 Routa	1,06 m <sup>2</sup>	10,19
<b>Vedeneristys, yksinkertainen bitumisively</b>		
<b>ja kumibitumikermi</b>		<b>9,65</b>
- bitumiliuos BIL 20/85	0,3 l	1,34
- bitumikermi K-MS 170/3000, hitsattava	1,00 m <sup>2</sup>	8,31
<b>Betonimuottiharkko 250 , ladottava</b>		<b>55,4</b>
- harkko betonimuottiharkko 250 mm, ladottava	8,83 kpl	27,82
- betoni C25/30, S3, # 8 mm, norm. Kovettuva	0,164 m <sup>3</sup>	20,26
- teräs 8 mm, A 500HW	2,3 kg	2,26
- teräs 12 mm, A 500HW	5,5 kg	5,06

<b>Yläpohja, ontelolaatta 265 mm</b>		<b>ALV 0 %</b>
	materiaali-	materiaali-
	menekki	kustannus
		€/m <sup>2</sup>
	<b>1,00 m<sup>2</sup></b>	<b>117,32</b>
<b>Salaojituskerros</b>		<b>8,88</b>
- suodatinkangas	1,1 m <sup>2</sup>	0,72
- salaojalevy	1,2 m <sup>2</sup>	8,16
<b>Lämmöneriste, polystyreeni XPS, 150 mm (50+100)</b>		<b>16,58</b>
- Finnfoam FL-300, 50 mm	1,05 m <sup>2</sup>	5,25
- Finnfoam FL-300, 100 mm	1,05 m <sup>2</sup>	11,33
<b>Salaojituskerros</b>		<b>8,88</b>
-suodatinkangas	1,1 m <sup>2</sup>	0,72
- salaojalevy	1,2 m <sup>2</sup>	8,16
<b>Vesikate, kolmikerroskermikate VE80R</b>		<b>27,36</b>
- bitumikermi, juurisuojattu	1,25 m <sup>2</sup>	16,97
- bitumikermi, K-MS 170/3000, hitsattava	1,25 m <sup>2</sup>	10,39
- bitumikermi K-MS 170/3000	1,25 m <sup>2</sup>	8,48
kumibitumi BIP 100/30, kuumaliimaus	3,0 kg	5,58
<b>Betonilaatta 80-0 mm , kallistus reunoille 1:50</b>		<b>5,27</b>
- betoni C25/30, S2, #8 mm, norm. Kovettuva	0,044 m <sup>3</sup>	5,27
<b>Ontelolaatta 265 mm, YP</b>		<b>50,35</b>
-elementti, ontelolaatta 265 mm	1,0 m <sup>2</sup>	44,62
- betoni C25/30, S2, #8 mm, norm. Kovettuva	0,13 m <sup>3</sup>	1,59
- teräs 10 mm, A 500HW	1,0 kg	0,94
- autonosturi + kuljettaja (100 €/h)	0,032 h	3,2

Tukimuurin perustus, paikalla valettu antura		ALV 0 %
		materiaali-
		kustannus
		€/jm
	<b>1 jm</b>	<b>234,47</b>
<b>Vedeneristys anturan ja seinän liitoskohta</b>	1,1 jm	<b>4,07</b>
<b>Antura 300x25000, betoni</b>		<b>153,17</b>
-sahattu lauta 22x100 mm, muottipuutavara	8,75 jm	4,20
-soiro 50x100 mm	2,17 jm	2,17
-betoni K25, S2, # 16 mm, norm. Kovettuva	0,82 m <sup>3</sup>	84,74
-teräs 10 mm, A500HW	21 kg	19,74
- teräs 12 mm, A500HW	46 kg	42,32
<b>Routasuojaus 100 mm, 3,0 m:n leveydelle</b>		<b>34,6</b>
-polystyreeni 100 mm, EPS 120 Routa	3,6 m <sup>2</sup>	34,6
<b>Sepelitäyttö 1 m<sup>3</sup>/jm</b>		<b>42,63</b>
- sepeli (m <sup>3</sup> trr)	1,5 m <sup>3</sup>	39,83
- kaivinkone KKH 21 t (1 tunti, vuokra)	0,07 h	2,8

Tukimuurin seinä, teräsbetoniseinä, paksuus 300 mm		ALV 0 %
	materiaali-	materiaali-
	menekki	kustannus
		€/m <sup>2</sup>
	<b>1,00 m<sup>2</sup></b>	<b>121,1</b>
<b>Sepelitäyttö</b>		<b>17,9</b>
- salaojitussepele, raekoko 6-16 mm	0,6 m <sup>3</sup>	16,14
-kaivinkone, KKH 21 t (1 tunti, vuokra)	0,04 h	1,76
<b>Lämmöneriste</b>		<b>5,1</b>
- polystyreeni 50 mm, EPS 120 Routa	1,06 m <sup>2</sup>	5,1
<b>Vedeneristys, yksinkertainen bitumisively ja kumibitumikermi</b>		<b>9,65</b>
- bitumiliuos BIL 20/85	0,3 l	1,34
- bitumikermi K-MS 170/3000, hitsattava	1,00 m <sup>2</sup>	8,31
<b>Paikalla valettu teräsbetoniseinä, 300 mm</b>		<b>88,45</b>
- vanerilevy 12 mm, muottivaneri (0,4xhinta)	2,3 m <sup>2</sup>	6,99
-soiro 50x100 mm	7,5 jm	11,4
-betoni K40, S2, # 8 mm, norm. Kovettuva, pakkasen kes	0,33 m <sup>3</sup>	51,48
-teräs 10 mm, A 500HW	9 kg	8,46
-teräs 12 mm, A 500HW	11 kg	10,12